

SÉRIE III

NÚMERO 6

MARÇO 2018

rpee

<http://rpee.lnec.pt/>

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering

Diretor: José Manuel Catarino



ISSN: 2183-8488



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa
de Engenharia de Estruturas



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

índice

editorial	3	Editorial
artigos científicos^(*)	5	Um método iterativo para o projeto de maciços rígidos de encabeçamento de estacas José Milton de Araújo
	17	Calibração de um modelo numérico dos degraus de bancada do Estádio do Dragão baseado em algoritmos genéticos Jorge Leite ∞ Diogo Ribeiro ∞ Hugo Marques ∞ Rui Calçada
	27	Abobadilha Alentejana – Uma técnica construtiva tradicional João Rei ∞ António Sousa Gago
	41	Reforço estrutural de vigas de madeira com soluções de pré-esforço Lucas Corrêa C. de Lima ∞ Alexandre A. Costa ∞ Carlos F. Rodrigues
	53	Projeto ótimo de pilares geométricos em concreto de alta resistência segundo ABNT NBR 6118:2014 Elcio Cassimiro Alves ∞ Paula Mayer dos Santos de Souza
	67	Direct displacement-based design for RC structures – Procedure, advantages and shortcomings Beatriz Massena ∞ Rita Bento ∞ Hervé Degée ∞ Paulo Candeias
	89	Restrição parcial ao deslocamento horizontal no topo das torres tubulares de aço para estruturas de escoramento Celso Alves de Oliveira Junior ∞ Emil de Souza Sánchez Filho
	99	Distribuição estatística da área da secção transversal dos varões A500 NR para armaduras de betão armado em Portugal António Manuel Baptista ∞ João Filipe
divulgação científica/técnica	113	Pontes ferroviárias metálicas existentes – Caracterização dos materiais e avaliação da fadiga Hugo de Vasconcellos Corrêa Patrício
	125	Verificação e validação de cálculo estrutural por análise de tensões em equipamento de elevação na manutenção de turbinas eólicas F. de Melo ∞ António Ramos ∞ X. Parra ∞ A. Orthous ∞ S. Santos ∞ C. Arroyo
divulgação		Entidades apoiantes e parceiros

(*) Sujeitos a revisão por pares académicos

Diretor

José Manuel Catarino

Administração

José Manuel Catarino

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes

(APEE - Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

Manuel Pipa

(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

Aníbal Costa

(SPEE - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

Coordenação Científica

Helena Cruz

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Humberto Varum

(FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

Direção Executiva: Sandra Neves

Secretariado: Marta Rodrigues

Design Gráfico: Helder David

Fotografia da Capa

Viaduto de acesso à ponte Eiffel, na margem de Viana do Castelo (Foto cedida pelo Eng. António Baptista)

Administração

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.
Departamento de Estruturas
Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA
tel: (+351) 21 844 32 60 | fax: (+351) 21 844 30 25
rpee@lnec.pt | http://rpee.lnec.pt

Edição e divulgação eletrónica

LNEC | Divisão de Divulgação Científica e Técnica
Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA
NIPC: 501 389 660
tel: (+351) 21 844 36 95 | fax: (+351) 21 844 30 18
livraria@lnec.pt | www.lnec.pt

ISSN 2183-8488

Painel de Revisores (*)

Alfredo Campos Costa

LNEC, Portugal

Álvaro Cunha

FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes

Univ. Industrial de Santander, Colômbia

André Barbosa

Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa

UA, Portugal

António Abel Henriques

FEUP, Portugal

António Arêde

FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro

LNEC, Portugal

António M. Baptista

LNEC, Portugal

Antonio Mari

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

António Santos Silva

LNEC, Portugal

Artur Pinto

ELSA Laboratory - JRC, Itália

Baldomiro Xavier

Teixeira Duarte, SA, Portugal

Carlito Calil Júnior

Univ. de São Paulo, Brasil

Dinar Camotim

IST, Portugal

Eduardo Júlio

IST, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho

Univ. Federal Fluminense, Brasil

Enrico Spacone

Univ. Chieti Pescara, Itália

Fabio Biondini

Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco

IST, Portugal

Filipe Teixeira-Dias

Univ. of Edinburgh, Reino Unido

Francisco Antônio Rocco Lahr

Univ. de São Paulo, Brasil

Francisco Javier Crisafulli

Univ. Nacional de Cuyo, Argentina

Galo Valdebenito

Univ. Austral de Chile, Chile

Giorgio Monti

Univ. di Roma, Itália

Giuseppe Mancini

Politecnico di Torino, Itália

Gustavo Ayala

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR Ingenieros Consultores, Espanha

Hugo Rodrigues

IPLeiria, Portugal

Joan Ramon Casas

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

João Casaca

LNEC, Portugal

João Ramôa Correia

IST, Portugal

João Henrique Negrão

FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes

FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca

UBI, Portugal

Jorge de Brito

IST, Portugal

José Calavera

INTEMAC, Espanha

José Jara

Univ. Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México

José Luiz Rangel Paes

Univ. Federal de Viçosa, Brasil

José Turmo

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Juan A. Sobrino

PEDELTA, Espanha

Júlio Flórez-López

Univ. de los Andes, Venezuela

Ka-Veng Yuen

Univ. of Macau, República Popular da China

Lídia Shehata

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Luís Guerreiro

IST, Portugal

Luís Oliveira Santos

LNEC, Portugal

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Univ. Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Manuel Pipa

LNEC, Portugal

Marcial Blondet

Pontificia Univ. Católica del Perú, Peru

Mário Castanheira

LNEC, Portugal

Mario Ordaz

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Mary Mun

LNEC, Portugal

Maurizio Piazza

Univ. di Trento, Itália

Oscar A. López

Univ. Central de Venezuela, Venezuela

Paulo Candeias

LNEC, Portugal

Paulo Lourenço

UM, Portugal

Paulo Roberto Lopes Lima

Univ. Estadual de Feira de Santana, Brasil

Paulo Vila Real

UA, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa

LNEC, Portugal

Petr Stepanek

Univ. Brno, República Checa

Rui Calçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Sérgio Hampshire Santos

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Sergio Lagomarsino

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Válter Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

Univ. de São Paulo, Brasil

Vítor Leitão

IST, Portugal

(*) A Coordenação Científica da rpee poderá recorrer a outros revisores quando necessário

editorial

O número seis da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) inclui oito artigos científicos e dois artigos de divulgação científica e técnica. O procedimento de revisão apenas se aplica aos artigos científicos.

O conteúdo deste número é bastante diversificado, abordando metodologias de projeto e de simulação do comportamento de componentes estruturais, em sistemas construtivos tradicionais e atuais, metodologias de reforço de vigas de madeira e novos métodos de dimensionamento de estruturas metálicas e de betão armado, bem como a caracterização de armaduras baseada num vasto conjunto de ensaios. Os artigos de divulgação científica e técnica abordam a caracterização dos materiais e a avaliação da fadiga em pontes ferroviárias metálicas e a análise estrutural de equipamentos de elevação.

A parceria entre o LNEC, a APEE, o GPBE e a SPES, a opção da publicação e divulgação da série III da **rpee** exclusivamente por via eletrónica, a contratualização de uma direção executiva responsável pela produção e a continuação do apoio do LNEC no secretariado e edição da revista continuam a ser fatores decisivos do aumento de procura da **rpee** para publicação de artigos e da sua consulta através de diversos tipos de portais.

A administração da **rpee** renova aqui o seu reconhecimento às entidades que apoiam a edição da revista (Infraestruturas de Portugal, Pretensa e AOF), à coordenação da comissão científica (Eng.^a Helena Cruz e Prof. Humberto Varum) e a todos os revisores da série III que têm garantido a qualidade dos artigos científicos publicados.

A administração da **rpee**
José Manuel Catarino (LNEC)
João Almeida Fernandes (APEE)
Manuel Pipa (GPBE)
Aníbal Costa (SPES)

Um método iterativo para o projeto de maciços rígidos de encabeçamento de estacas

An iterative method for design of rigid pile caps

José Milton de Araújo

Resumo

Em um artigo anterior, o autor [1] apresentou um novo modelo de escoras e tirantes para projeto de maciços rígidos de encabeçamento de estacas, baseado no conceito de área ampliada sob o pilar. Nesta área ampliada, as tensões de compressão são reduzidas o bastante para não haver rotura das escoras. Um algoritmo iterativo é usado para determinar a profundidade requerida da área ampliada. O modelo considera a rotura por esmagamento das escoras e por escoamento do tirante de aço. A comparação com um grande número de resultados experimentais disponíveis na literatura demonstrou a eficiência do modelo proposto para o projeto de maciços de encabeçamento de estacas. O presente artigo introduz uma modificação na geometria da área ampliada que simplifica o uso do modelo para o projeto estrutural. O método dos coeficientes parciais de segurança é empregado para o projeto dos maciços e a segurança estrutural é avaliada através do índice de confiabilidade. A pequena probabilidade de rotura, estimada através do índice de confiabilidade, demonstra a segurança do método proposto.

Abstract

In a previous article, the author [1] presented a new strut-and-tie model for design of rigid pile caps based on the concept of magnified area under the column. In this magnified area, compressive stresses have been reduced enough not to cause crushing of the struts. An iterative algorithm is used to determine the required depth of the magnified area. The model considers both failure by crushing of the compressed struts and by yielding of the tie reinforcement. Comparison with a large number of experimental results available in the literature has demonstrated the effectiveness of the proposed model for the design of concrete pile caps. The present paper introduces a modification in the geometry of the magnified area that simplifies the use of the model for the structural design. The partial safety factors method is used for pile caps design and structural safety is evaluated by means of the reliability index. The small failure probability, estimated through the reliability index, demonstrates the safety of the proposed method.

Palavras-chave: Escoras e tirantes / Maciços de encabeçamento de estacas / Concreto armado / Projeto estrutural / Segurança estrutural

Keywords: Strut-and-tie / Pile caps / Reinforced concrete / Structural design / Structural safety

José Milton de Araújo

Professor Titular
Escola de Engenharia
Universidade Federal do Rio Grande – FURG
Rio Grande, RS, Brasil
ed.dunas@mikrus.com.br

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

ARAÚJO, José Milton de – Um método iterativo para o projeto de maciços rígidos de encabeçamento de estacas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 6. ISSN 2183-8488. (março 2018) 5-16.

1 Introdução

Usualmente, as estruturas de concreto são divididas em duas regiões distintas, para as quais são feitas diferentes hipóteses sobre seu comportamento [2]. As regiões em que a hipótese das seções planas da teoria técnica de flexão apresenta precisão satisfatória são chamadas de regiões B. Para essas regiões, aplicam-se os métodos clássicos da teoria de flexão. Esses métodos clássicos não são aplicáveis nas regiões da estrutura onde a distribuição de deformações é não linear, como próximo a cargas concentradas, nós de pórticos, aberturas, vigas-parede, maciços rígidos de encabeçamento de estacas, etc. Essas regiões são denominadas de regiões D.

Desse modo, as normas de projeto das estruturas de concreto armado consideram dois diferentes métodos para o projeto dos maciços de encabeçamento de estacas. No primeiro método, o maciço é analisado como uma viga ou uma laje apoiada nas estacas. A armadura principal é calculada como em um problema de flexão para o momento em uma seção de referência localizada no pilar. A resistência à força cortante é verificada usando o mesmo critério de vigas. A punção é verificada como em lajes [3,4,5]. Usualmente, esse método seccional é empregado para os maciços flexíveis, quando a distância entre o eixo de qualquer estaca até a face do pilar é maior que duas vezes a altura do maciço.

Para evitar a necessidade de armadura transversal, a força cortante em uma seção de referência é limitada pela mesma fórmula usada para as lajes finas. A resistência à força cortante depende da resistência à compressão do concreto e da taxa de armadura [3,4]. Algumas normas de projeto [5,6] também consideram a espessura da laje na avaliação da resistência à força cortante. Geralmente, a seção de referência usada para determinar a força cortante de cálculo é tomada a uma distância d da face do pilar, onde d é a altura útil do maciço.

A punção é verificada em um perímetro de controle localizado a uma distância $d/2$ da face do pilar [3,7], ou a uma distância $2d$ [5,6]. Existe uma falta de uniformidade com relação à localização do perímetro de controle, bem como em relação ao valor da resistência ao punçamento. Verificações adicionais no perímetro do pilar e em torno das estacas também podem ser necessárias.

No segundo método, os maciços são projetados através de um modelo de treliça espacial, também chamado de modelo de escoras e tirantes [8,9,10,11]. As verificações objetivam limitar as tensões de compressão nas escoras de concreto para evitar uma rotura frágil. Se as escoras são idealizadas como prismáticas ou cônicas [3], é suficiente limitar as tensões de compressão nos nós da treliça, localizados próximos às estacas e próximos ao pilar. Em seguida, calcula-se a armadura necessária para os tirantes. Esse método é empregado para os maciços rígidos, quando a distância entre o eixo de qualquer estaca até a face do pilar é menor que duas vezes a altura do maciço [3,5].

As zonas nodais sobre as estacas são denominadas de zonas nodais CCT porque elas recebem duas forças de compressão e uma força de tração. Usualmente, considera-se uma zona nodal ampliada para levar em conta a distribuição das tensões de contato até o nível da armadura. A zona nodal abaixo do pilar é denominada de zona nodal

CCC porque em um problema bidimensional ela recebe três forças de compressão. Vários métodos de escoras e tirantes tradicionais usam um valor arbitrário x para a altura da zona nodal CCC sob o pilar. Nesses métodos, o valor de x é escolhido sem nenhum critério racional.

Em um artigo anterior, o autor [1] apresentou um novo modelo de escoras e tirantes para o projeto de maciços rígidos de encabeçamento de estacas, baseado no conceito de área ampliada sob o pilar. Nessa área ampliada, as tensões de compressão já foram reduzidas o bastante para não causar esmagamento das escoras. Assim, essa verificação é substituída pela determinação da altura x da zona nodal CCC no topo do maciço (igual à profundidade da área ampliada) requerida para não ocorrer esmagamento das escoras. Um algoritmo iterativo é usado para esse fim.

O presente artigo introduz uma modificação na geometria da área ampliada, o que simplifica o emprego do modelo. O método dos coeficientes parciais de segurança é empregado para o projeto dos maciços e a segurança estrutural é avaliada através do índice de confiabilidade. Um grande número de resultados experimentais disponíveis na literatura é usado para determinar o índice de confiabilidade. A pequena probabilidade de rotura, estimada através do índice de confiabilidade, demonstra a segurança do método proposto.

2 Modelo proposto para projeto de maciços rígidos de encabeçamento de estacas

No modelo proposto neste trabalho, considera-se que as escoras convergem para um plano horizontal situado a uma distância x do topo do maciço. Nesse plano horizontal, as tensões verticais σ_{vd} já foram reduzidas o bastante para não ocorrer esmagamento das escoras de concreto. A tensão de compressão σ_c na escora é dada por $\sigma_c = \sigma_{vd} / \sin^2 \theta$, onde θ é o ângulo de inclinação da escora em relação à horizontal. O ângulo de inclinação das escoras deve satisfazer a relação $\tan \theta \geq 1/2$, ou seja, $\theta \geq 26,6^\circ$. O ACI Building Code [3] exige $\theta \geq 25^\circ$. A altura do maciço deve ser escolhida para assegurar essa inclinação mínima para as escoras de concreto.

Para evitar o esmagamento das escoras próximo ao topo do maciço, é necessário limitar $\sigma_c \leq f_{cd1}$, onde f_{cd1} é a resistência à compressão de cálculo do concreto nessa zona. Logo, o plano horizontal procurado é aquele onde $\sigma_{vd} = \sin^2 \theta f_{cd1}$, como mostrado na Figura 1.

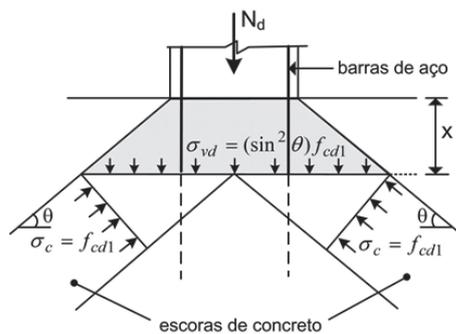


Figura 1 Verificação das escoras sob o pilar

Conforme está indicado na Figura 1, a região com profundidade x , situada abaixo do pilar, nada mais é do que uma extensão do próprio pilar dentro do maciço. Nessa região, o pilar tem uma base alargada. Uma vez que a armadura do pilar penetra até a base do maciço, ou são empregados chumbadores de espera, a carga é transferida progressivamente por aderência e, principalmente, através da amplificação da área comprimida dentro do maciço. De fato, no contato do pilar com o topo do maciço, apenas a carga $N_{dc} = N_d - N_{as}$ é transferida imediatamente ao concreto do maciço, onde N_{as} é a parcela da carga que é resistida pela armadura do pilar. A rotura devida às tensões de contato somente ocorre se o concreto do maciço tiver uma resistência muito menor que o concreto do pilar.

Devido ao confinamento imposto por um grande cobrimento de concreto, o concreto dessa região está submetido a um estado de compressão triaxial (para maciços de várias estacas), ou a um estado de compressão biaxial (para maciços de duas estacas). Desse modo, ocorrerá um aumento significativo na resistência à compressão uniaxial f_c , não havendo risco de esmagamento nessa zona, mesmo se o concreto do maciço tiver uma resistência um pouco menor que a resistência do concreto do pilar.

Usualmente, essa região é referida como uma zona nodal CCC porque, em um problema bidimensional, ela recebe três forças de compressão. As várias normas de projeto fornecem limites para a tensão de compressão nessa zona nodal. Para um nó não confinado, o Eurocódigo EC2 [6] adota $f_{cd1} = 1,0 (1 - f_{ck} / 250) f_{cd}$, onde f_{ck} é a resistência característica em MPa e f_{cd} é a resistência à compressão uniaxial de cálculo do concreto. De acordo com essa equação, resulta $f_{cd1} \geq 0,85 f_{cd}$ se $f_{ck} \leq 37,5$ MPa. O limite $0,85 f_{cd}$ para a tensão de compressão também é adotado em [3, 4, 12]. Desse modo, neste trabalho adota-se $f_{cd1} = 0,85 f_{cd}$ para a zona nodal CCC.

Em um artigo anterior [1], a área ampliada sob o pilar foi definida considerando uma distribuição da carga ao longo da altura do maciço com a mesma inclinação das escoras. No presente trabalho, a distribuição da carga é considerada como ilustrado na Figura 2 para um maciço de quatro estacas.

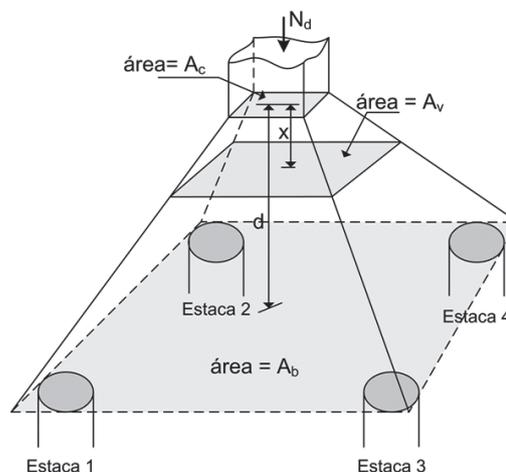


Figura 2 Distribuição da carga na direção vertical para um maciço de quatro estacas

A área da seção transversal do pilar é A_c . A área da base do maciço, no contorno externo das estacas, é A_b . A área ampliada A_v na profundidade x é interpolada como:

$$A_v = (1-\xi)A_c + \xi A_b \quad (1)$$

onde $\xi = x/d$ e d é a altura útil do maciço.

Na Figura 3 apresentam-se as áreas A_b para maciços de duas e três estacas. Na Figura 4 apresenta-se o modelo de escoras e tirante proposto.

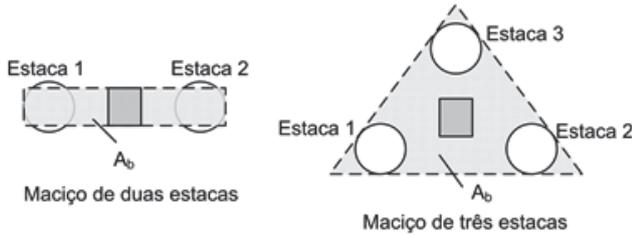


Figura 3 Área A_b na base do maciço

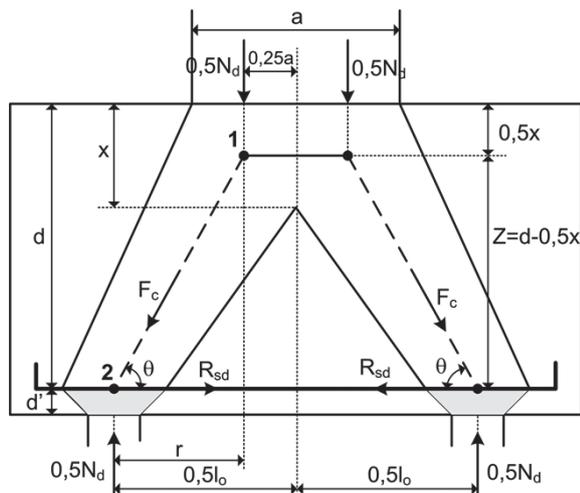


Figura 4 Modelo de escoras e tirante para um maciço de duas estacas

A inclinação das escoras é dada por $\tan \theta = (d - 0,5x) / r$, onde $r = 0,5 l_o - 0,25 a$. Para maciços de mais de duas estacas, r é o comprimento da projeção horizontal da escora partindo de um ponto dentro do pilar e indo até a estaca mais afastada. Esta equação pode ser escrita como:

$$\tan \theta = \tan \theta_o \left(1 - 0,5 \frac{x}{d} \right) \quad (2)$$

onde $\tan \theta_o = d/r$.

Então, para um dado valor de x é possível calcular a inclinação das escoras, através da equação (2), e a área ampliada A_v sob o pilar usando a equação (1). A tensão vertical na área ampliada é dada por $\sigma_{vd} = N_d / A_v$, onde N_d é a carga de cálculo e A_v é uma função de x . Impondo a condição $\sigma_{vd} = \sin^2 \theta f_{cd}$, pode obter-se x através de um processo iterativo.

Definindo a força normal relativa:

$$v = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (3)$$

e impondo a condição $\sigma_{vd} = \sin^2 \theta f_{cd}$, onde $f_{cd} = 0,85 f_{cd}$, resulta:

$$\frac{v A_c f_{cd}}{(1-\xi)A_c + \xi A_b} = 0,85 f_{cd} \sin^2 \theta \quad (4)$$

Resolvendo a equação (4), obtém-se:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{v - 0,85 \sin^2 \theta}{(\eta - 1)0,85 \sin^2 \theta} \quad (5)$$

onde $\eta = A_b / A_c$.

A equação (5) só pode ser resolvida iterativamente. Para isto, adota-se o seguinte procedimento:

Passo 1: Admitir $x = 0$ e calcular o ângulo $\theta = \theta_o$ através da relação $\tan \theta_o = d/r$.

Passo 2: Calcular $x = \xi d$ através da equação (5). Se $x \leq 0$, a solução é $x = 0$, indicando que as escoras podem convergir para o topo do maciço. Se $x > 0$, ir para o passo seguinte.

Passo 3: Com o valor de x obtido no passo anterior, calcular um novo ângulo θ com o emprego da equação (2). Com esse valor de θ , calcular o novo valor de x através da equação (5) e proceder iterativamente até a convergência de x . O critério de convergência adotado é: $|x_j - x_{j-1}| / x_j < 0,01$, onde x_{j-1} e x_j são os valores obtidos em duas iterações sucessivas.

Para assegurar um mínimo de ductilidade e evitar uma ruptura frágil, a profundidade relativa $\xi = x/d$ do plano horizontal obtido com a equação (5) deve ser limitada. Assim, ξ é restrito aos valores $\xi \leq 0,45$ (para $f_{ck} \leq 35$ MPa) e $\xi \leq 0,35$ (para $f_{ck} > 35$ MPa), de acordo com as recomendações do Código Modelo CEB-FIP [13]. Do mesmo modo, o ângulo de inclinação das escoras é limitado a $\theta \geq 26,6^\circ$. Se essas restrições não forem atendidas, devem aumentar-se a altura útil d do maciço e/ou as dimensões da seção transversal do pilar. O mesmo deve ser feito se o processo iterativo não convergir.

Para evitar o processo iterativo, pode adotar-se um valor mínimo para o ângulo θ , calculando-se x com o emprego da equação (5). Em [14], por exemplo, adota-se $\theta = 26,6^\circ$ como sendo este o ângulo mínimo de inclinação das escoras. Esse procedimento simplifica o projeto estrutural, mas pode ser antieconômico, particularmente para maciços de duas estacas. Outros autores [15,16] consideram um valor de x fixado arbitrariamente, tal como $x = 0,30 d$, calculando-se a inclinação θ através da equação (2). Com essa simplificação, resulta o braço de alavanca $Z = 0,85 d$. Esse valor de x pode ser excessivo, se a carga do pilar for pequena, e a solução será antieconômica. De todo modo, o processo iterativo proposto envolve cálculos simples e converge rapidamente, sendo a solução recomendada.

Se o pilar transmite um momento fletor ao maciço, a força normal relativa v deve ser calculada para uma carga equivalente $N_{de} > N_{or}$. Como uma simplificação, pode considerar-se que N_{de} seja igual ao número de estacas multiplicado pela reação de cálculo da estaca mais carregada. Se algumas estacas estiverem tracionadas, surgirá um momento negativo, o qual exigirá uma armadura na face

superior do maciço. Além disso, deve garantir-se que as barras das estacas sejam ancoradas no topo do maciço para suspender essas reações negativas. Alternativamente, podem ser usados estribos verticais para suspender a força de tração da estaca.

Após o cálculo de x , o braço de alavanca $Z = d - 0,5x$ fica definido como mostrado na Figura 4. As Figuras 5 e 6 mostram as variações do braço de alavanca relativo Z/d para dois valores da razão $\eta = A_b/A_c$. Observa-se que o valor simplificado $Z = 0,85d$ é excessivo em muitos casos. Essas figuras podem ser usadas para determinar a altura útil mínima do maciço. Por exemplo, para um maciço com $\eta = 4$ e $v = 0,6$, é necessário que $d/r > 0,75$ como pode ser observado na Figura 5. Se $d/r = 1,00$, resulta $Z/d = 0,90$. Gráficos semelhantes podem ser obtidos para outras razões de $\eta = A_b/A_c$.

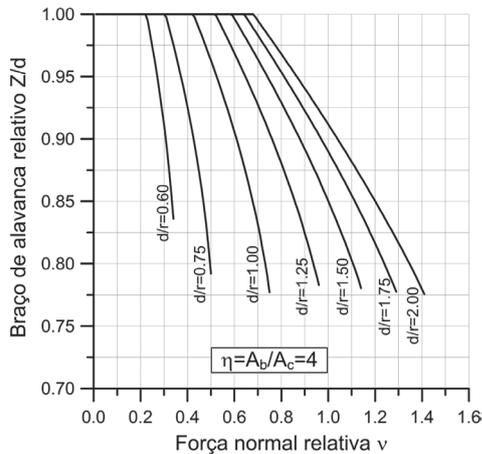


Figura 5 Braço de alavanca relativo Z/d para $\eta = 4$

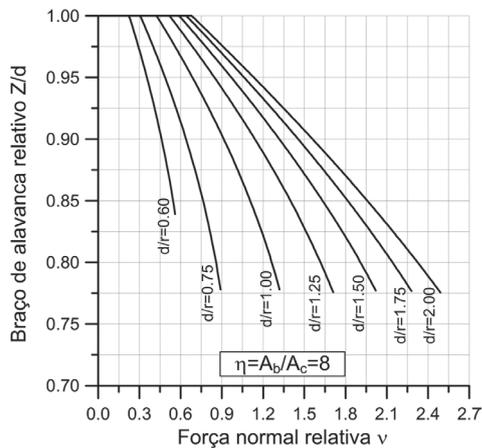


Figura 6 Braço de alavanca relativo Z/d para $\eta = 8$

Após a determinação do braço de alavanca Z , calcula-se a área de aço $A_s = R_{sd} / f_{yd}$ onde $R_{sd} = 0,5 N_d \cot \theta$ e $\cot \theta = (0,5 l_o - 0,25 a) / Z$. Logo,

$$A_s = \frac{0,5 N_d (0,5 l_o - 0,25 a)}{Z f_{yd}} \quad (6)$$

onde f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço.

A equação (6) pode ser escrita como:

$$A_s = \frac{M_d}{Z f_{yd}} \quad (7)$$

onde M_d é o momento fletor de cálculo em uma seção de referência localizada a uma distância de $0,25a$ da face do pilar, causado pela reação de uma estaca.

As reações das estacas são obtidas considerando o maciço como um corpo rígido e uma variação linear dos assentamentos de cada estaca. Se as estacas são carregadas desigualmente, devido à excentricidade da força N_d , deve considerar-se aquela que causa o maior valor de M_d na seção de referência.

A equação (7) indica que o modelo de bielas e tirantes conduz a um cálculo das armaduras semelhante ao que é adotado para os maciços flexíveis. A principal diferença é que as armaduras devem ser concentradas nas localizações dos tirantes idealizados no modelo. Desse modo, o modelo pode ser usado para calcular as armaduras dos maciços de várias estacas. Para isto, basta calcular a reação de cada estaca e determinar o momento fletor máximo na seção de referência. Esse momento fletor é calculado considerando as reações de todas as estacas localizadas do mesmo lado da seção de referência.

Na Figura 7 indicam-se as seções para cálculo das armaduras em duas direções ortogonais, para um maciço de várias estacas. A armadura da direção 1 é calculada para o momento fletor na seção S1, produzido pelas reações de todas as estacas situadas à direita desta seção. Se as estacas do lado esquerdo produzirem um momento fletor maior, deve considerar-se a seção S1 localizada neste lado. A armadura da direção 2 é calculada para o momento na seção S2, de maneira similar. A armadura em cada direção deve ser concentrada no alinhamento das estacas, preferencialmente numa largura máxima igual ao diâmetro da estaca, como indicado na Figura 7. Uma atenção especial deve ser dada à ancoragem das barras dos tirantes. A força mínima a ser ancorada deve ser maior ou igual a 75% da força de tração máxima [17]. Armaduras adicionais, dispostas entre as estacas, podem ser necessárias para controlar a fissuração do concreto.

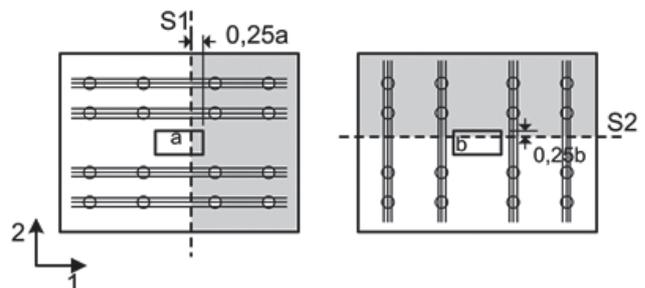


Figura 7 Seções de referência para cálculo das armaduras

A tensão na escora no nó 2 (Figura 4) sobre a estaca é dada por:

$$\sigma_{c2} = \frac{F_{de}}{A_{amp} \sin^2 \theta} \quad (8)$$

onde F_{de} é a reação de cálculo da estaca, $A_{amp} = kA_p$ é a área ampliada sobre a estaca, A_p é a área da seção transversal da estaca e k é um fator que leva em conta a distribuição das tensões de contato até o centroide da armadura.

Para maciços de duas estacas submetidos a uma carga centrada como mostrado na Figura 4, $F_{de} = 0,5 N_{gr}$. Se as estacas são carregadas desigualmente, deve-se determinar o nó onde σ_{cz} é máxima.

Admite-se que as tensões de contato sobre as estacas se dissipam com ângulos de 45 graus em todas as direções, de acordo com as recomendações do EC2 [6]. Desse modo, o coeficiente k é dado por:

$$k = \left(1 + \frac{2d'}{\phi_p} \right)^2 \quad (9)$$

onde ϕ_p é o diâmetro da seção da estaca e d' é a distância entre o eixo da armadura do tirante e a face inferior do maciço, como mostrado na Figura 4.

Para estacas de seção quadrada, ϕ_p é o lado da seção transversal. Deve-se garantir que a área ampliada $A_{amp} = kA_p$ não caia fora do maciço. Em todo caso, recomenda-se limitar $k \leq 4$.

Para maciços de duas estacas, as tensões de contato se dissipam apenas na direção das estacas e $k = 1 + 2d'/\phi_p$. Se for necessário considerar a amplificação bidirecional dada na equação (9) para evitar o esmagamento da escora, é necessário prever um reforço transversal sobre a estaca. Isto pode ser modelado usando um modelo de escoras e tirante na direção transversal. A área desse reforço transversal é dada por $A_{st} = 0,25 F_{de} / f_{yd}$. Para maciços de mais de duas estacas, esse reforço não é necessário.

A zona nodal sobre a estaca é denominada de zona nodal CCT. Para evitar a ruptura das escoras nessa zona, deve-se limitar $\sigma_{cz} \leq f_{cd2}$. Aqui não existe consenso quanto ao limite para a tensão de compressão f_{cd2} , como mostrado em [1]. Assim, conservativamente, adota-se:

$$f_{cd2} = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (10)$$

de acordo com as recomendações do Código Modelo CEB-FIP [13].

3 Verificação da segurança estrutural

A segurança de uma estrutura pode ser avaliada comparando sua resistência com as cargas externas. A diferença entre esses dois valores é uma medida da distância ao estado limite último. Considerando a resistência e as cargas como variáveis aleatórias, é necessário formular o problema em termos da probabilidade de rotura. Se F_u é uma variável aleatória representando a carga de rotura da estrutura (isto é, sua capacidade de carga) e F_s representa as cargas aplicadas, a probabilidade de rotura P_f é dada por:

$$P_f = P(F_s > F_u) \quad (11)$$

e indica a probabilidade de que as ações externas excedam a resistência estrutural [18].

Esse problema pode ser formulado em termos da margem de segurança ou do coeficiente de segurança [19]. A segunda alternativa

é adotada neste trabalho. Definindo o coeficiente de segurança global $S = F_u/F_s$, a rotura corresponde à ocorrência do evento $S < 1$. Se S tem uma distribuição lognormal, seu logaritmo natural $Y = \ln S$ tem uma distribuição normal com valor médio μ_y e desvio padrão σ_y . Assim, a probabilidade de rotura é dada por:

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f_y(y) dy \quad (12)$$

onde $f_y(y)$ é a distribuição normal de probabilidades (ou distribuição de Gauss).

Definindo a variável normal reduzida $t = (y - \mu_y)/\sigma_y$, a equação (12) pode ser escrita como:

$$P_f = \Phi(-\beta) = \int_{-\infty}^{-\beta} f_y(t) \sigma_y dt \quad (13)$$

onde $\beta = \mu_y / \sigma_y$ é o índice de confiabilidade e $\Phi(-\beta)$ é a função acumulada da distribuição normal reduzida.

Como pode ser observado, a probabilidade de rotura diminui com o aumento de β . Logo, o índice β é uma importante medida do nível de segurança, uma vez que ele é relacionado à probabilidade de rotura ou, alternativamente, à segurança estrutural.

Para demonstrar a validade do modelo proposto, foram analisados 186 maciços de encabeçamento de estacas ensaiados por outros autores. Esses resultados experimentais incluem 37 maciços de duas estacas, 21 maciços de três estacas e 128 maciços de quatro estacas. Todos os maciços foram submetidos a uma carga centrada. Os pilares possuem seção transversal quadrada ou retangular. As estacas podem ser quadradas, retangulares ou de seção circular. A resistência à compressão do concreto f_{cd} , baseada em testes de cilindros, variou de 13,2 MPa a 49,3 MPa.

Na Tabela I, apresentam-se informações resumidas sobre os maciços. Os detalhes completos podem ser obtidos nas referências listadas na tabela. Para os maciços de quatro estacas, os dados completos também podem ser obtidos em [29].

Tabela I Maciços usados para verificar o modelo

Ref. []	Número de maciços	Número de estacas	f_c MPa mín	f_c MPa máx
[20]	11	2	32,8	33,9
[21]	20	2	19,5	32,3
[22]	6	2	23,6	47,0
[22]	12	3	17,7	37,4
[23]	9	3	24,5	40,3
[22]	31	4	13,2	49,3
[24]	13	4	22,5	43,7
[25]	19	4	18,9	30,9
[26]	17	4	25,6	30,9
[27]	30	4	24,5	29,4
[28]	18	4	20,2	37,9

Ao realizar o projeto estrutural, a carga de cálculo N_d é dada por $N_d = \gamma_f N_k$, onde N_k é a carga característica e $\gamma_f > 1$ é um coeficiente parcial de segurança. A resistência à compressão de cálculo do concreto é $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$, onde f_{ck} é a resistência característica e $\gamma_c > 1$ é outro coeficiente parcial de segurança. Finalmente, a tensão de escoamento de cálculo do aço é $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$, onde f_{yk} é a tensão de escoamento característica e $\gamma_s > 1$ é um terceiro coeficiente parcial de segurança. Para comparação com resultados experimentais, adota-se $f_{ck} = f_c$ e $f_{yk} = f_{y'}$, onde f_c e $f_{y'}$ são as resistências obtidas nos ensaios. A rigor, as resistências características são menores que os valores discretos obtidos nos ensaios. Assim, ao considerar $f_{ck} = f_c$ e $f_{yk} = f_{y'}$, as cargas de rotura teóricas serão superavaliadas e o coeficiente de segurança global obtido será menor que o real. Desse modo, o procedimento adotado fica mais conservativo.

Neste trabalho, adotam-se os coeficientes parciais de segurança $\gamma_c = 1,50$ e $\gamma_s = 1,15$ de acordo com o Eurocódigo EC2 [6]. Para o coeficiente das ações, adota-se $\gamma_f = 1,40$ de acordo com a norma brasileira NBR-6118 [30].

A capacidade resistente F_u é a carga de rotura obtida no ensaio. A carga aplicada F_s é igual à carga característica $N_k = N_d / \gamma_f$. Logo, o coeficiente global de segurança $S = F_u / F_s$ e $Y = \ln S$ podem ser determinados para cada ensaio. Considerando todos os ensaios para cada tipo de maciço, pode determinar-se o valor médio μ_y e o desvio padrão σ_y . Finalmente podem calcular-se o índice de confiabilidade $\beta = \mu_y / \sigma_y$ e a probabilidade de rotura $p_F = \Phi(-\beta)$.

Para determinar a carga de rotura teórica, emprega-se um processo incremental para a carga N_d . Para cada valor de N_d , determina-se a profundidade x do plano horizontal com o algoritmo iterativo apresentado anteriormente. Em seguida, verifica-se a tensão de compressão na escora sobre a estaca com o uso das equações (8), (9) e (10). Finalmente, compara-se a força de tração R_{sd} no tirante com sua resistência $A_s f_{yd}$. Se a rotura não ocorrer para qualquer desses dois modos de rotura, incrementa-se a carga até encontrar a carga de rotura teórica N_d . A carga aplicada F_s para determinar o coeficiente global de segurança é $F_s = N_d / \gamma_f$.

Observa-se que a carga de cálculo N_d é determinada indiretamente a partir dos dados experimentais (retroanálise). De acordo com o modelo, um maciço com as dimensões, armaduras e resistências dos materiais do ensaio rompe para carga $F_s = N_k = N_d / \gamma_f$. Essa carga de rotura teórica é determinada com as resistências de cálculo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ e $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$. Porém, a carga de rotura obtida no ensaio é F_u . Desse modo, pode determinar-se o coeficiente global de segurança $S = F_u / F_s$ para cada ensaio. Admitindo-se que S seja lognormal, pode calcular-se o índice de confiabilidade e estimar a probabilidade de rotura.

4 Resultados e discussão

Na Figura 8 apresenta-se o gráfico de probabilidade normal de $Y = \ln S$ para os 37 maciços de duas estacas. Na mesma figura, indica-se o resultado do teste de Kolmogorov-Smirnov (teste K-S) para uma correlação com a distribuição normal. Considerando um nível de significância de 5% e 37 pontos amostrais, a tabela do teste K-S [31] fornece $D_{37}^{0,05} = 0,22$. Como $D < D_{37}^{0,05}$, pode admitir-se que o coeficiente de segurança S seja lognormal.

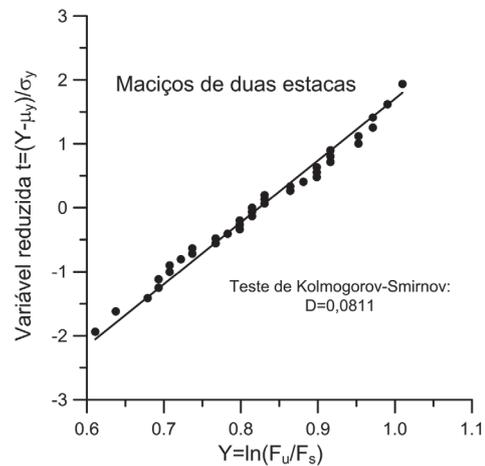


Figura 8 Gráfico de probabilidade para os maciços de duas estacas

Na Figura 9 apresenta-se o histograma de $Y = \ln S$ para os 37 maciços de duas estacas. O valor médio de Y é $\mu_y = 0,82$ e o desvio padrão é $\sigma_y = 0,10$. O índice de confiabilidade é $\beta = 8,2$.

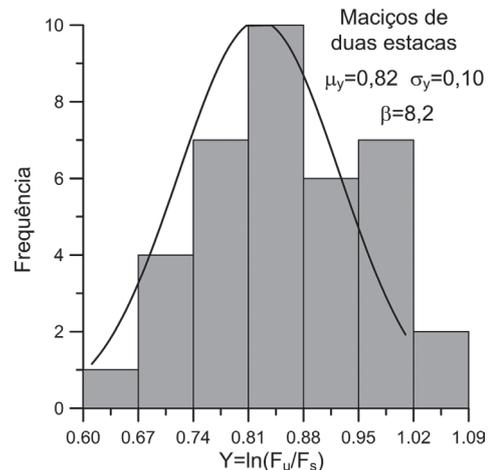


Figura 9 Histograma para os maciços de duas estacas

Na Figura 10 apresenta-se o gráfico de probabilidade normal de $Y = \ln S$ para os 21 maciços de três estacas e o resultado do teste K-S. Para um nível de significância de 5% e 21 pontos amostrais, a tabela do teste K-S fornece $D_{21}^{0,05} = 0,29$. Como $D < D_{21}^{0,05}$, admite-se que o coeficiente de segurança S é lognormal.

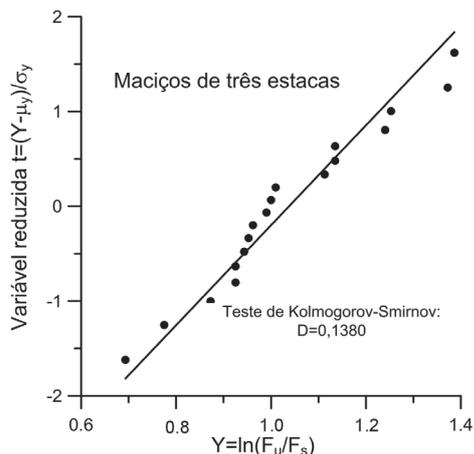


Figura 10 Gráfico de probabilidade para os maciços de três estacas

Na Figura 11 apresenta-se o histograma de $Y = \ln S$ para os 21 maciços de três estacas. O valor médio é $\mu_y = 1,04$, o desvio padrão é $\sigma_y = 0,18$ e o índice de confiabilidade é $\beta = 5,8$.

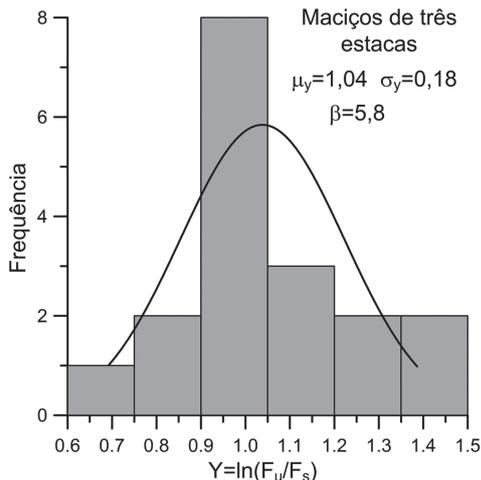


Figura 11 Histograma para os maciços de três estacas

Na Figura 12 apresenta-se o gráfico de probabilidade normal de $Y = \ln S$ para os 128 maciços de quatro estacas e o resultado do teste K-S. Para um nível de significância de 5% e 128 pontos amostrais, a tabela do teste K-S fornece $D_{128}^{0,05} = 0,12$. Como $D < D_{128}^{0,05}$, pode-se admitir que o coeficiente de segurança S seja lognormal.

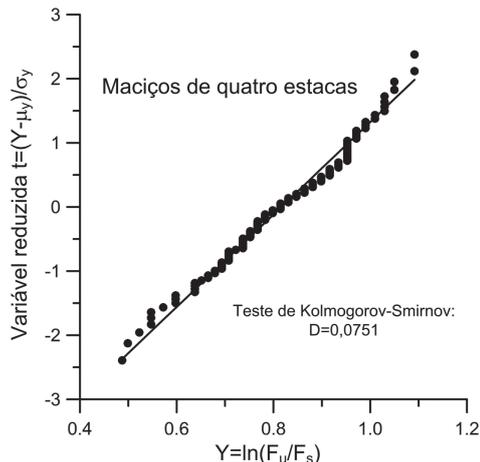


Figura 12 Gráfico de probabilidade para os maciços de quatro estacas

Na Figura 13 apresenta-se o histograma de $Y = \ln S$ para os 128 maciços de quatro estacas. O valor médio é $\mu_y = 0,82$, o desvio padrão é $\sigma_y = 0,14$ e o índice de confiabilidade é $\beta = 5,9$.

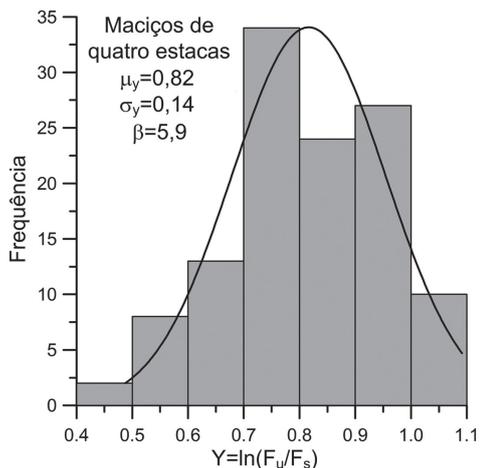


Figura 13 Histograma para os maciços de quatro estacas

Como pode ser observado, o índice de confiabilidade varia de acordo com o número de estacas. O maior valor para o índice de confiabilidade β foi obtido para os maciços de duas estacas. Esse valor muito alto para β é devido ao fato de que o desvio padrão σ_y é muito pequeno.

Na Tabela II apresenta-se um resumo dos resultados, juntamente com a probabilidade de rotura $p_f = \Phi(-\beta)$.

Tabela II Índice de confiabilidade e probabilidade de rotura estimada

Número de estacas	μ_y	σ_y	$\beta = \frac{\mu_y}{\sigma_y}$	p_f
2	0,82	0,10	8,2	$0,12 \times 10^{-15}$
3	1,04	0,18	5,8	$0,33 \times 10^{-8}$
4	0,82	0,14	5,9	$0,18 \times 10^{-8}$

A EN 1990 [32] adota um índice de confiabilidade alvo $\beta = 3,8$ para consequência de rotura média em um período de referência de 50 anos. Para alta consequência de rotura, o índice de confiabilidade alvo é $\beta = 4,3$. Para um período de referência de um ano, esses valores requeridos sobem para $\beta = 4,7$ e $\beta = 5,2$, respectivamente. Observa-se que esses índices de confiabilidade alvo foram alcançados para todos os maciços analisados.

5 Exemplo numérico

O método proposto é empregado para dimensionar o maciço de quatro estacas mostrado na Figura 14. O modelo de escoras e tirantes tridimensional é indicado na Figura 15.

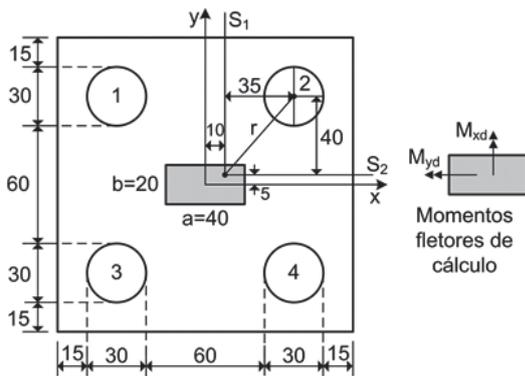


Figura 14 Exemplo de maciço de quatro estacas

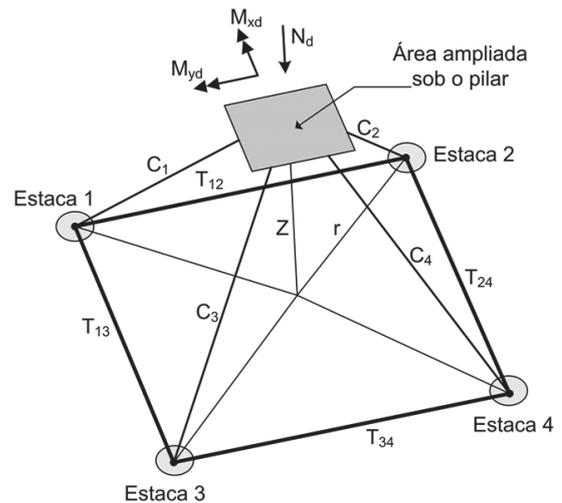


Figura 15 Modelo de escoras e tirantes para maciço de quatro estacas

Dados adicionais:

$$d = 58 \text{ cm}; d' = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Altura total do maciço: } h = d + d' = 65 \text{ cm}$$

$$N_d = 1600 \text{ kN}; M_{xd} = M_{yd} = M_{yd} = 160 \text{ kNm}$$

Propriedades dos materiais:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}; f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo do concreto:

$$f_{cd} = 30/1,5 = 20 \text{ MPa} (= 2 \text{ kN/cm}^2)$$

Tensão de escoamento de cálculo do aço:

$$f_{yd} = 500/1,15 = 435 \text{ MPa} (= 43,5 \text{ kN/cm}^2)$$

Uma vez que as estacas possuem a mesma rigidez axial, a carga em cada estaca é obtida da relação:

$$F_{di} = \frac{N_d}{n} + \frac{M_{xd}}{l_x} x_i + \frac{M_{yd}}{l_y} y_i \quad (14)$$

onde $n = 4$ é o número de estacas, $l_x = \sum_{j=1}^n x_j^2$, $l_y = \sum_{j=1}^n y_j^2$, x_i e y_i são as coordenadas do eixo da estaca em relação ao sistema de eixos $x - y$ com origem no eixo do pilar. Substituindo os dados, resulta: $F_{d1} = 400 \text{ kN}$, $F_{d2} = 578 \text{ kN}$, $F_{d3} = 222 \text{ kN}$, $F_{d4} = 400 \text{ kN}$.

A escora mais solicitada parte de um ponto de coordenadas $x = 0,25a = 10 \text{ cm}$ e $y = 0,25b = 5 \text{ cm}$ e vai até o eixo da estaca 2. O comprimento da projeção horizontal da escora é $r = 53,15 \text{ cm}$ (obtido da Figura 14).

$$\tan \theta_o = \frac{d}{r} = \frac{58}{53,15} \rightarrow \theta_o = 47,5^\circ \quad (15)$$

$$\text{Carga equivalente: } N_{de} = nF_{d2} = 2312 \text{ kN}$$

$$\text{Força normal relativa: } v = \frac{N_{de}}{A_c f_{cd}} = \frac{2312}{20 \times 40 \times 2} = 1,45$$

Área da base (ver Figuras 2 e 14):

$$A_b = 120 \times 120 = 14\,400 \text{ cm}^2$$

$$\eta = \frac{A_b}{A_c} = \frac{14\,400}{20 \times 40} = 18$$

Na Tabela III apresentam-se os resultados do processo iterativo para encontrar x , empregando as equações (2) e (5).

Tabela III Resultados do processo iterativo

Iteração	x (cm)	θ (graus)	$\frac{x_j - x_{j-1}}{x_j}$	$\frac{x}{d}$
0	0	47,50	–	0
1	7,30	45,64	1,00	0,13
2	7,97	45,46	0,09	0,14
3	8,04	45,45	<0,01	0,14

Logo: $x = 8,04$ cm; $x/d = 0,14 < 0,45$; $\theta = 45,45^\circ > 26,6^\circ$

Braço de alavanca: $Z = d - 0,5x = 58 - 0,5 \times 8,04 = 53,98$ cm

Área de aço do tirante no alinhamento das estacas 1 e 2 (tirante T_{12} na Figura 15):

$$A_{sx} = \frac{578 \times 35}{53,98 \times 43,5} = 8,62 \text{ cm}^2$$

Usar a mesma armadura para o tirante T_{34} .

Área de aço do tirante no alinhamento das estacas 2 e 4 (tirante T_{24} na Figura 15):

$$A_{sy} = \frac{578 \times 40}{53,98 \times 43,5} = 9,85 \text{ cm}^2$$

Usar a mesma armadura para o tirante T_{13} .

Verificação da escora sobre a estaca 2 (escora C_2 na Figura 15):

$F_{de} = 578$ kN (reação da estaca)

$A_p = 707$ cm² (área da seção transversal da estaca)

$$k = \left(1 + \frac{2d'}{\phi_p}\right)^2 = \left(1 + \frac{2 \times 7}{30}\right)^2 = 2,15 < 4$$

$A_{amp} = kA_p = 1520$ cm² (área ampliada sobre a estaca)

$$\sigma_{cz} = \frac{F_{de}}{A_{amp} \sin^2 \theta} = \frac{578}{1520 \sin^2 45,45} = 0,75 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cdz} = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 10,56 \text{ MPa}$$

Como $\sigma_{cz} = 7,5$ MPa é menor que $f_{cdz} = 10,56$ MPa, a segurança da escora está garantida.

6 Conclusões

Neste trabalho foi proposto um modelo de escoras e tirantes para o projeto de maciços de encabeçamento de estacas. A metodologia usada para determinar a altura da zona nodal CCC sob o pilar é a

principal diferença entre este modelo e os métodos tradicionais. Vários métodos tradicionais de escoras e tirantes adotam um valor arbitrário x para a altura da zona nodal CCC. Nesses métodos, o valor de x é escolhido sem nenhuma metodologia, por exemplo, simplesmente adotando $x = 0,30d$.

No modelo proposto, o esmagamento das escoras sob o pilar é verificado em um plano horizontal situado dentro do maciço. Para isto, considera-se que as tensões verticais sob o pilar se dissipam até uma profundidade x , onde elas são reduzidas o bastante para não causar esmagamento das escoras. A determinação da profundidade desse plano horizontal (a altura da zona nodal CCC sob o pilar) requer o emprego de um processo iterativo.

Em um artigo anterior [1], a área ampliada sob o pilar foi definida considerando que a distribuição da carga ao longo da altura do maciço ocorre com a mesma inclinação das escoras. No presente artigo foi introduzida uma modificação na geometria da área ampliada, o que simplifica o uso do modelo. Com essa nova formulação para a área ampliada, podem-se elaborar gráficos que permitem a solução direta do problema, sem a necessidade de realizar iterações. Alguns gráficos desse tipo são mostrados nas Figuras 5 e 6.

O modelo proposto foi usado para analisar 186 maciços ensaiados por outros autores, sendo 37 maciços de duas estacas, 21 maciços de três estacas e 128 maciços de quatro estacas. O método dos coeficientes parciais de segurança foi empregado para projetar os maciços e a segurança estrutural foi avaliada através do índice de confiabilidade β . A pequena probabilidade de rotura, estimada a partir do índice β , demonstra a segurança do método proposto. O uso prático do método foi mostrado em um exemplo numérico de dimensionamento.

Referências

- [1] Araújo, J.M. – “Design of rigid pile caps through an iterative strut-and-tie model”, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 14, No. 8, 2016; p. 397-407.
- [2] Schlaich, J.; Schäfer K.; Jennewein M. – “Toward a consistent design of structural concrete”, *PCI Journal*, Vol. 32, No. 3, 1987; p. 74-150.
- [3] American Concrete Institute – *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*. Farmington Hills, MI, USA, 2014.
- [4] Japan Society of Civil Engineers – *Standard Specifications for Concrete Structures – 2007, Design*. JSCE Guidelines for Concrete No. 15, Tokyo, Japan, 2010.
- [5] Comisión Permanente Del Hormigón – *Instrucción de Hormigón Estructural. EHE-08*. Madrid, 2011.
- [6] European Committee For Standardization – *Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. EN 1992-1-1:2004+A1:2014, Brussels, Belgium, 2014.
- [7] International Federation For Structural Concrete – *fib Model Code 2010*. Lausanne, Switzerland, 2010.
- [8] Adebar, P.; Zhou, Z. – “Design of deep pile caps by strut-and-tie models”, *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 4, 1996; p. 1-12.

- [9] Brown, M.D.; Sankovich, C.L.; Bayrak, O.; Jirsa, J.O.; Breen, J.E.; Wood, S.L. – “Design for Shear in Reinforced Concrete Using Strut-and-Tie Models”, Report No. FHWA/TX-06/0-4371-2. Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, USA, 2006.
- [10] Chantelot, G.; Mathern, A. – *Strut-and-tie modelling of reinforced concrete pile caps*, Master of Science Thesis, Chalmers University of Technology, Sweden, 2010.
- [11] American Concrete Institute – *Further Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models. ACI SP-273*, Farmington Hills, MI, USA, 2010.
- [12] Canadian Standards Association – *A23.3-14: Design of Concrete Structures*. Mississauga, Ontario, Canada, 2014.
- [13] Comité Euro-International Du Béton – *CEB-FIP Model Code 1990*. Edited by Thomas Telford, London, UK, 1993.
- [14] Fusco, P.B. – *Técnica de Armar as Estruturas de Concreto*. Pini, São Paulo, Brasil, 1995.
- [15] Jimenez Montoya, P.; Garcia Mesegner, A.; Moran Cabre, F. – *Hormigón Armado*. 14th ed. Gustavo Gili, Barcelona, 2000.
- [16] Calavera, J. – *Cálculo de Estructuras de Cimentación*. 4th ed. INTEMAC, Madrid, 2000.
- [17] Adebar, P.; Kuchma, D.; Collins, M. P. – “Strut-and-tie models for the design of pile caps: an experimental study”, *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 1, 1990; p. 81-92.
- [18] Araújo, J.M. – “Probabilistic analysis of reinforced concrete columns”, *Advances in Engineering Software*, Vol. 32, No. 12, 2001; p. 871-879.
- [19] Ang, A.H.S.; Tang, W.H. – *Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Vol. II: Decision, Risk and Reliability*. John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 1984.
- [20] Munhoz, F.S. – *Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura*, Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, Brasil, 2014.
- [21] Mautoni, M. – *Blocos sobre duas estacas*. Grêmio Politécnico, São Paulo, SP, Brasil, 1972.
- [22] Blévoit, J.; Frémy R. – “Semelles sur pieux”, *Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Vol. 20, No. 230, 1967; p. 223-295.
- [23] Miguel, M.G. – *Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas*, Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, Brasil, 2000.
- [24] Clarke, J.L. – “Behavior and Design of Pile Caps with Four Piles”, *Technical Report No. 42.489*, Cement and Concrete Association, London, UK, 1973.
- [25] Suzuki, K.; Otsuki, K.; Tsubata, T. – “Influence of bar arrangement on ultimate strength of four-pile caps”, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, Vol. 20, Tokyo, Japan, 1998.
- [26] Suzuki, K.; Otsuki, K.; Tsubata, T. – “Experimental study on four-pile caps with taper”, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, Vol. 21, Tokyo, Japan, 1999.
- [27] Suzuki, K.; Otsuki, K.; Tsubata, T. – “Influence of edge distance on failure mechanism of pile caps”, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, Vol. 22, Tokyo, Japan, 2000.
- [28] Suzuki, K.; Otsuki, K. – “Experimental study on corner shear failure of pile caps”, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, Vol. 23, Tokyo, Japan, 2002.
- [29] Souza, R.; Kuchma, D.; Park, J.; Bittencourt, T. – “Adaptable strut-and-tie model for design and verification of four-pile caps”, *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No. 2, 2009; p. 142-150.
- [30] ABNT – *NBR-6118: Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro, 2014.
- [31] Haldar, A.; Mahadevan, S. – *Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design*. John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 2000.
- [32] European Committee For Standardization – *EN 1990, Eurocode – Basis of Structural Design*. Brussels, Belgium, 2009.

Calibração de um modelo numérico dos degraus de bancada do Estádio do Dragão baseado em algoritmos genéticos

Calibration of the numerical model of seating deck units of Dragão Stadium based on genetic algorithms

Jorge Leite
Diogo Ribeiro
Hugo Marques
Rui Calçada

Resumo

Este artigo centra-se na calibração de um modelo numérico dos degraus de bancada do Estádio do Dragão com base em algoritmos genéticos. Para o efeito foi desenvolvido um modelo numérico dos degraus de bancada incluindo as ligações entre os degraus e as ligações entre os degraus e as vigas de bancada. Foi ainda realizado um ensaio de caracterização dinâmica a um conjunto de degraus, tendo em vista a identificação das suas propriedades dinâmicas locais, nomeadamente as frequências e os modos de vibração. Os resultados da calibração demonstraram uma muito boa aproximação com os resultados experimentais e uma melhoria significativa face aos resultados do modelo numérico antes da calibração. A existência de ligações mais rígidas entre os degraus de bancada, relativamente ao previsto em projeto, e a elevada variabilidade das suas condições de apoio, comprovada por meio de uma inspeção visual, foram decisivas para o sucesso da calibração do modelo numérico.

Abstract

This paper is focused on the experimental calibration of the numerical model of the seating deck units of Dragão stadium based on genetic algorithms. A finite element numerical model of a group of seating deck units including the connections between them and the connections with the stands, was developed. A dynamic test was conducted in the seating decks, in order to identify local dynamic properties, namely, natural frequencies and modal configurations. The calibration results demonstrate a very good agreement between numerical and experimental modal responses and a significant improvement of the numerical model before calibration. A more effective connection between the seating deck units, in relation to the planned in design phase, and a higher variability of its support conditions, as evidenced in visual inspections, were decisive for the success of the numerical model updating.

Palavras-chave: Degraus de bancada / Modelação numérica / Ensaios dinâmicos / Parâmetros modais / Calibração / Algoritmo genético

Keywords: Seating deck units / Numerical modeling / Dynamic tests / Modal parameters / Calibration / Genetic algorithm

Jorge Leite

Engenheiro Civil
ISEP-PP
Porto, Portugal
1130177@isep.ipp.pt

Diogo Ribeiro

Professor Adjunto
CONSTRUCT-LESE, ISEP-PP
Porto, Portugal
drr@isep.ipp.pt

Hugo Marques

Engenheiro Civil
GEG
Porto, Portugal
hmarques@geg-engineering.com

Rui Calçada

Professor Catedrático
CONSTRUCT-LESE, FEUP
Porto, Portugal
ruiabc@fe.up.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

LEITE, J. [et al.] – Calibração de um modelo numérico dos degraus de bancada do Estádio do Dragão baseado em algoritmos genéticos. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 6. ISSN 2183-8488. (março 2018) 17-26.

1 Introdução

Nos últimos anos, a organização de eventos desportivos de escala internacional, sobretudo em países europeus, tem lançado novos desafios ao nível da reabilitação e reconstrução dos estádios de futebol existentes e, em alguns casos, na construção de novos estádios. A necessidade de reduzir os obstáculos à frente do público obrigou a que os estádios fossem construídos com recurso a elementos de maior vão e mais esbeltos. Esta situação tornou as estruturas mais suscetíveis a fenómenos de ressonância, sobretudo devido à aproximação das frequências associadas aos movimentos sincronizados do público às frequências de vibração próprias da estrutura [1].

As novas exigências funcionais dos recintos desportivos, sobretudo as associadas à segurança e conforto dos espectadores, têm levado a um crescente interesse dos investigadores pelo estudo dos efeitos dinâmicos induzidos pelo público neste tipo de estruturas [1, 2].

Estes estudos envolvem geralmente a realização de ensaios dinâmicos e o desenvolvimento de modelos numéricos de elementos finitos de apoio à decisão e calibrados com base em informação experimental.

No âmbito dos trabalhos experimentais importa referir os estudos levados a cabo por Ellis *et al.* [3] no estádio de Twickenham (Reino Unido), por Reynolds e Pavic [4] no estádio do Bradford (Reino Unido) e por Cigada *et al.* [5] e Cappellini *et al.* [6] no estádio Giuseppe Meazza (Itália), entre outros, e que envolveram a medição das acelerações verticais da estrutura das bancadas, com e sem espectadores, com recurso a sistemas permanentes de monitorização. Os resultados destes estudos revelaram a importância da presença dos espectadores nas propriedades dinâmicas das bancadas, em particular nos valores das frequências de vibração e dos coeficientes de amortecimento.

A maioria dos estudos experimentais tem incidido, sobretudo, na análise global do comportamento dinâmico das bancadas [2, 4-5, 7-8], não considerando, geralmente, a influência dos modos de vibração locais associados aos degraus de bancada. Dos poucos estudos identificados importa referir os trabalhos de Marques *et al.* [9] e Marovic *et al.* [10], que, apesar de incidirem na avaliação da resposta dinâmica dos degraus de bancada durante eventos desportivos, não contemplaram especificamente a identificação dos seus parâmetros modais locais. Jones *et al.* [2] salienta o relevo que os modos de vibração locais podem assumir na resposta dinâmica dos degraus e a sua importância ao nível da avaliação do conforto dos espectadores.

No âmbito do desenvolvimento de modelos numéricos, Jones *et al.* [2] aponta um conjunto de fatores que podem introduzir incertezas nos modelos de elementos finitos de bancadas e degraus de bancada, nomeadamente, as ligações entre os elementos estruturais, as condições de apoio, a inclusão de elementos não-estruturais tais como paredes ou revestimentos, as ligações entre os degraus de bancada e as vigas da bancada e a eventual presença de elementos estruturais danificados.

Nos trabalhos desenvolvidos por Lima *et al.* [11], Saudi *et al.* [12], Millán-Yusti *et al.* [13], Marques *et al.* [9], De Brito *et al.* [14] e outros, a informação modal experimental é utilizada na calibração dos modelos numéricos de elementos finitos das bancadas. Os

modelos calibrados revelaram ser especialmente úteis no estudo de intervenções de reforço [12], na conceção de sistemas de controlo de vibrações [9], na identificação de danos estruturais [11], na simulação de cenários de carga diferentes dos que habitualmente a estrutura está sujeita em operação, na análise de risco estrutural [13] e na verificação dos limites regulamentares no que toca à segurança estrutural e conforto dos espectadores [15].

O presente artigo centra-se na calibração experimental de um modelo numérico dos degraus de bancada do Estádio do Dragão. Para o efeito foi desenvolvido um modelo numérico de elementos finitos que visa o estudo do comportamento dinâmico de um degrau de bancada e que atende à influência da sua ligação com os degraus vizinhos. É ainda realizada a caracterização experimental de um conjunto de degraus da bancada sul do Estádio do Dragão, tendo em vista a identificação das suas propriedades modais locais, nomeadamente as frequências naturais e os modos de vibração. Este é um contributo particularmente relevante do presente trabalho atendendo à quase inexistência de estudos que incidam na caracterização dos parâmetros modais locais de degraus de bancada. Por último, a calibração automática do modelo numérico é realizada com base numa metodologia iterativa assente em algoritmos genéticos e que recorre a uma interface computacional entre três programas (Autodesk Robot, Excel e Matlab). A incorporação de um programa comercial de cálculo de estruturas num fluxo de otimização foi realizada com recurso a rotinas API (Application Programming Interface) e constitui uma mais-valia tendo em vista a generalização do uso deste tipo de ferramentas pela comunidade técnica.

2 O Estádio do Dragão

O Estádio do Dragão encontra-se localizado na cidade do Porto e foi construído por ocasião do Campeonato da Europa de Futebol de 2004. O estádio tem a capacidade de 50 092 espectadores e compreende 4 bancadas: sul, poente, norte e nascente (Figura 1a). As bancadas norte e sul são constituídas por um único nível, enquanto as bancadas nascente e poente são constituídas por dois níveis, um inferior e outro superior.

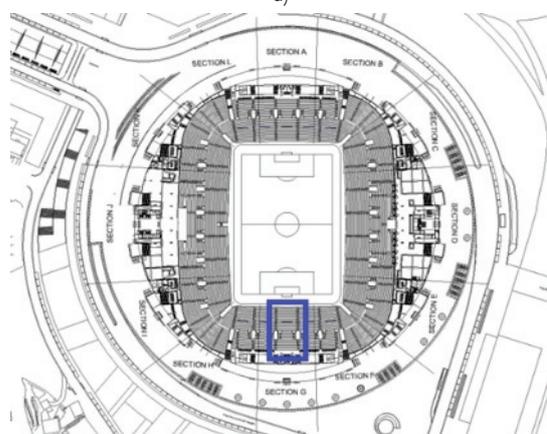
Cada bancada encontra-se dividida em corpos estruturalmente independentes, separados por juntas. A estrutura de cada corpo da bancada é formada por um conjunto de pórticos, afastados entre si de 8,1 m, no perímetro de intradorso, e 10,5 m no perímetro da periferia. Sobre estes pórticos assentam diretamente os degraus de bancada.

Os degraus das bancadas inferiores são elementos prefabricados em betão armado em forma de T (Figura 2). Os degraus são formados por um patamar, de espessura igual a 0,10 m e vão igual a 0,80 m, que apoia numa nervura vertical com 0,15 m de espessura e altura variável entre 0,48 m e 0,63 m, consoante a posição do degrau nos pórticos da bancada.

Na direção radial, a ligação entre os degraus de bancada é garantida, de um modo alternado, por intermédio de ligações rígidas, através de 5 conetores metálicos do tipo M20, e por ligações flexíveis realizadas por intermédio de apoios em borracha EPDM. Na direção perimetral cada degrau de bancada encontra-se separado dos vizinhos por meio de juntas.



a)



b)

Figura 1 Estádio do Dragão: a) vista geral; b) planta das bancadas

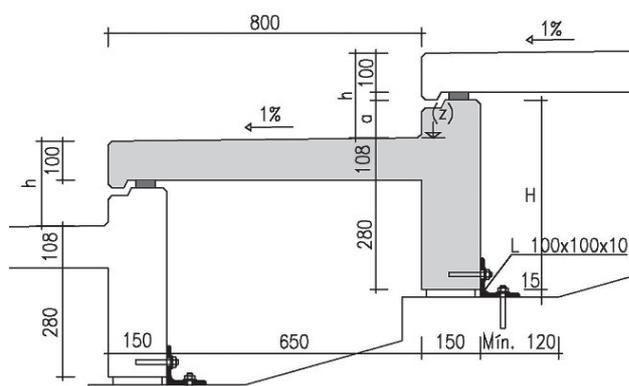


Figura 2 Degráus das bancadas inferiores do estádio do Dragão

Cada degrau encontra-se apoiado nos pórticos de bancada por meio de um dispositivo de fixação constituído por uma cantoneira metálica L100x100x10 que está ligada à nervura vertical do degrau e à viga do pórtico da bancada por meio de dois conetores metálicos do tipo M12. Entre a base da nervura do degrau e a viga da bancada existe ainda uma lâmina em neoprene com 15 mm de espessura.

3 Modelo numérico

3.1 Descrição

O modelo numérico de elementos finitos dos degraus das bancadas do Estádio do Dragão foi desenvolvido com recurso ao programa comercial Autodesk Robot Structural Analysis [16] (Figura 3a).

O modelo numérico compreende um conjunto de 10 degraus consecutivos, localizados na zona da bancada sul identificada na Figura 1b, e visa a caracterização do comportamento dinâmico local do degrau da fila 14 considerando a influência da sua ligação com os degraus vizinhos.

Os patamares e nervuras dos degraus de bancada, além das cantoneiras metálicas dos apoios, foram modelados por intermédio de elementos finitos de casca, enquanto os restantes elementos, em particular os conetores metálicos e os apoios elásticos entre os degraus e entre os degraus e o pórtico da bancada, foram modelados por meio de elementos finitos de barra. Na Figura 3b ilustra-se o detalhe da modelação das ligações entre os degraus e entre os degraus e o pórtico da bancada.

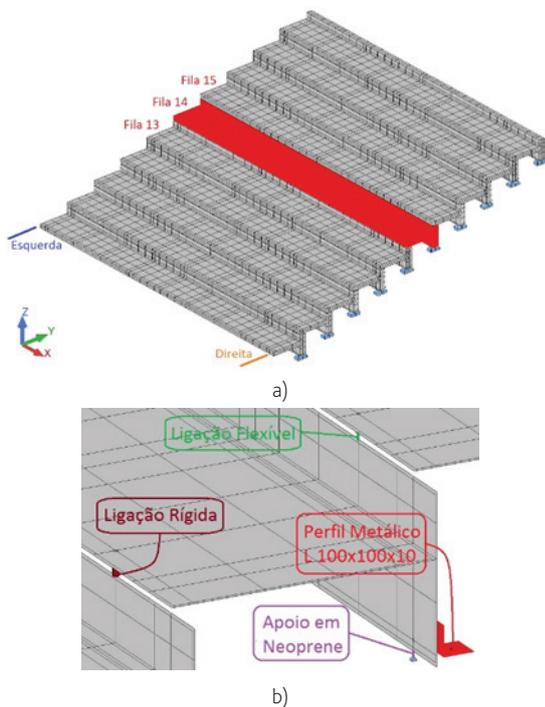


Figura 3 Modelo numérico de elementos finitos: a) vista geral; b) detalhe da modelação das ligações entre degraus e entre os degraus e a bancada

3.2 Propriedades geométricas e mecânicas

Na Tabela I apresentam-se os parâmetros geométricos e mecânicos mais relevantes adotados no modelo numérico dos degraus de bancada, incluindo a sua designação, o valor adotado e as respetivas unidades. Adicionalmente são indicados os limites inferiores e superiores que serão utilizados mais adiante na fase de calibração do modelo numérico.

O valor adotado para o módulo de elasticidade do betão foi definido com base nos resultados de um ensaio de caracterização do betão baseado em ultrassons, uma vez que não existiam informações de projeto acerca das suas propriedades mecânicas [17]. Os resultados deste ensaio permitiram estimar um valor médio do módulo de elasticidade dinâmico do betão igual a 32,2 GPa com um coeficiente de variação de 0,28%. Os limites de variação deste parâmetro foram, no entanto, alargados para atender ao facto de o ensaio de ultrassons ter sido realizado em um número limitado de degraus de bancada devido a condicionamentos na acessibilidade aos restantes degraus.

A definição dos limites de variação do módulo de elasticidade do aço dos conetores de ligação entre os degraus de bancada e entre os degraus e a viga de bancada, permitiu atender a algumas particularidades observadas *in situ*, em particular, a utilização de um maior número de conetores do que os previstos em projeto, a utilização de conetores de diâmetro diferente do especificado em projeto e a perda de rigidez da conexão devida ao deficiente preenchimento dos furos com bucha química.

A definição dos limites de variação do módulo de elasticidade da borracha EPDM e do neoprene, na ligação entre os degraus de bancada e entre os degraus e as vigas de bancada, respetivamente, permitiu também atender a situações observadas *in situ*, nomeadamente, a degradação ou inexistência dos apoios e a utilização de apoios elásticos em materiais diferentes do especificado em projeto.

No caso do módulo de elasticidade do aço dos conetores de ligação entre os degraus e a viga de bancada, e do módulo de elasticidade do neoprene, foram definidas características distintas para os apoios localizados à esquerda e à direita nos degraus 13, 14 e 15, e restantes degraus.

3.3 Parâmetros modais numéricos

Na Figura 4 apresentam-se as frequências de vibração dos principais modos locais dos degraus de bancada e as correspondentes configurações modais obtidas a partir do modelo numérico desenvolvido com base nos valores adotados dos parâmetros que constam da Tabela I. Os modos 1 e 5 envolvem essencialmente a flexão dos degraus. Os modos 2, 3 e 4 envolvem sobretudo movimentos de torção dos degraus. Nas configurações modais apenas foram representados os degraus das filas 13, 14 e 15.

Tabela I Parâmetros geométricos e mecânicos do modelo numérico dos degraus de bancada do estádio do Dragão

Parâmetros	Unidades	Valor adotado	Limites			
			Inferior	Superior		
E_c	Módulo de elasticidade do betão	GPa	32,2	28,0	36,0	
ρ_c	Massa volúmica do betão	kN/m ³	25,0	–	–	
ν_c	Coefficiente de Poisson do betão	–	0,2	–	–	
E_{M20}	Módulo de elasticidade do aço do conetor M20 na ligação entre degraus	GPa	210	150	250	
ρ_{M20}	Massa volúmica do aço do conetor M20 na ligação entre degraus	kN/m ³	77	–	–	
$E_{S,0}$	Módulo de elasticidade do aço na ligação entre o degrau e a viga de bancada	GPa	210	150	250	
$E_{S,13L}$						Outras Filas
$E_{S,13R}$						Fila 13 (Esquerda)
$E_{S,14L}$						Fila 13 (Direita)
$E_{S,14R}$						Fila 14 (Esquerda)
$E_{S,15L}$						Fila 14 (Direita)
$E_{S,15R}$						Fila 15 (Esquerda)
ρ_s	Massa volúmica do aço na ligação entre o degrau e a viga de bancada	kN/m ³	77	–	–	
ν_s	Coefficiente de Poisson do aço na ligação entre o degrau e a viga de bancada	–	0,3	–	–	
E_{EPDM}	Módulo de elasticidade do EPDM na ligação flexível entre degraus	MPa	50	0	150	
ρ_{EPDM}	Massa volúmica do EPDM na ligação flexível entre degraus	kN/m ³	12,05	–	–	
$E_{N,0}$	Módulo de elasticidade do Neoprene na ligação entre o degrau e a viga de bancada	MPa	50	150	50	
$E_{N,13E}$						Outras Filas
$E_{N,13D}$						Fila 13 (Esquerda)
$E_{N,14E}$						Fila 13 (Direita)
$E_{N,14D}$						Fila 14 (Esquerda)
$E_{N,15E}$						Fila 14 (Direita)
$E_{N,15D}$						Fila 15 (Esquerda)
ρ_N	Massa volúmica do Neoprene na ligação entre o degrau e a viga de bancada	kN/m ³	12,05	–	–	

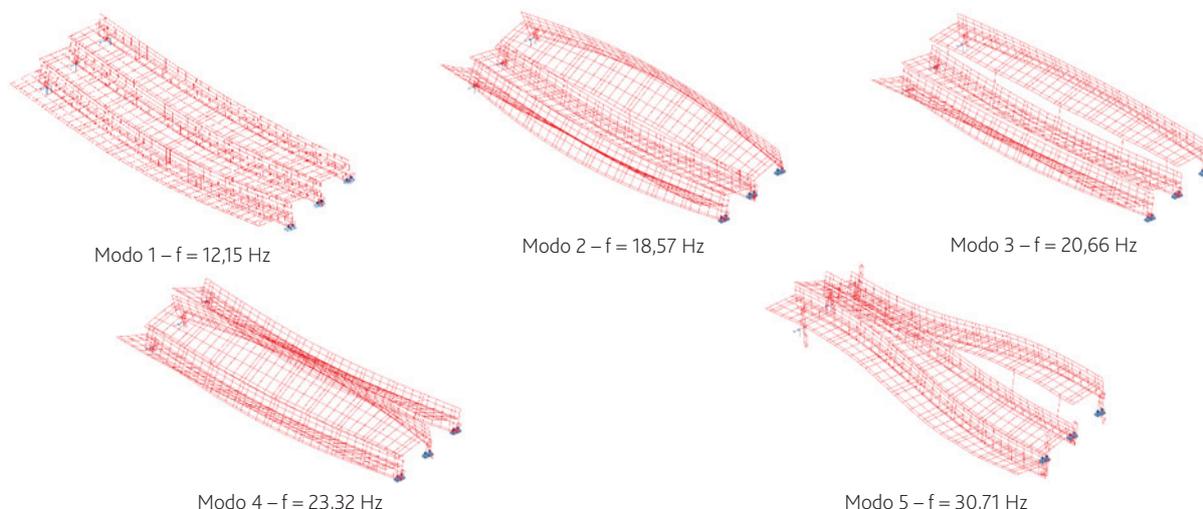


Figura 4 Parâmetros modais numéricos

4 Ensaio dinâmico

O ensaio dinâmico teve como objetivo a identificação das propriedades modais locais dos degraus da bancada sul, em particular as frequências naturais e os modos de vibração.

4.1 Descrição

O ensaio foi realizado com recurso a uma técnica que considera pontos de referência fixos e pontos de medição móveis, envolvendo a utilização de 16 acelerómetros piezoelétricos de elevada sensibilidade, modelo PCB 393B12. As acelerações foram medidas na direção vertical (z) e radial (y), tendo sido instrumentados um total de 49 pontos de medição localizados nos degraus das filas 8, 13, 14, 15, 18 e 28 da bancada sul, conforme os alinhamentos identificados na Figura 5a.

Na Figura 5b ilustra-se a posição dos acelerómetros nos degraus de bancada. As extremidades dos degraus das filas 8, 14, 18 e 28 foram instrumentadas, na direção vertical, com o objetivo de identificar eventuais movimentos de carácter global associados aos pórticos da bancada. Por sua vez, os degraus das filas 13, 14 e 15 foram instrumentados nas direções vertical e radial, de modo

a caracterizar os movimentos de carácter local associados aos degraus de bancada.

Os transdutores de referência foram localizados nos degraus das filas 13, 14 e 15, nas posições 1, 2, 3, 4 e 5 (Figura 5b). A aquisição de dados foi realizada através do sistema NI cDAQ-9172 da National Instruments, com recurso a quatro módulos NI 9234 para acelerómetros do tipo IEPE. As séries temporais foram adquiridas com uma duração aproximada de 5 minutos, e com uma frequência de amostragem de 2048 Hz, posteriormente decimadas para uma frequência igual a 256 Hz. A ligação dos acelerómetros aos degraus de bancada foi efetuada por intermédio de chapas e cantoneiras metálicas coladas à superfície de betão (Figura 5c). O ensaio decorreu sob a excitação externa assegurada por intermédio da ação de um grupo de indivíduos que executaram saltos e caminharam de forma aleatória em termos temporais (Figura 5d).

4.2 Identificação dos parâmetros modais

A identificação dos parâmetros modais foi realizada por aplicação da versão melhorada do método da decomposição no domínio da frequência (EFDD), com recurso ao programa comercial ARTEMIS [18]. Na Figura 6 apresentam-se as curvas dos valores singulares médios

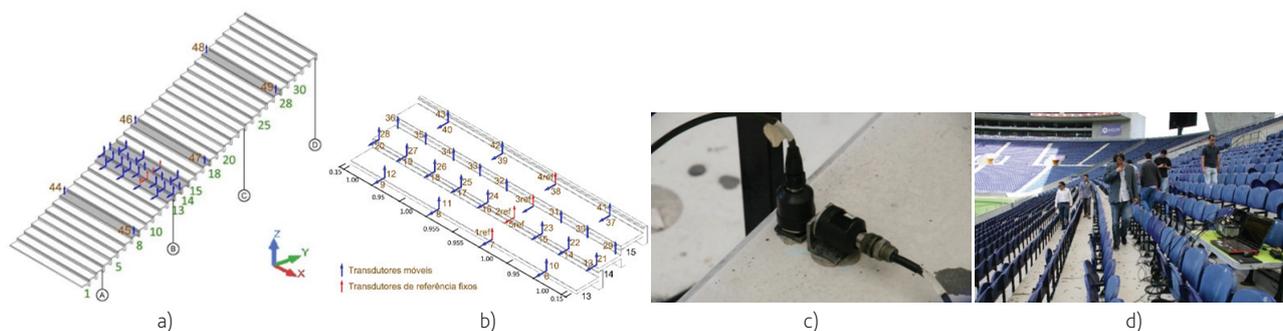


Figura 5 Ensaio dinâmico: a) localização dos pontos de medição; b) pontos de medição nas filas 13, 14 e 15; c) acelerómetros piezoelétricos; d) excitação externa

e normalizados da matriz dos espectros de todas as configurações experimentais, obtidas por aplicação do método EFDD. Foram identificados 5 modos de vibração locais associados aos degraus de bancada em correspondência com os 5 picos assinalados na curva do primeiro valor singular.

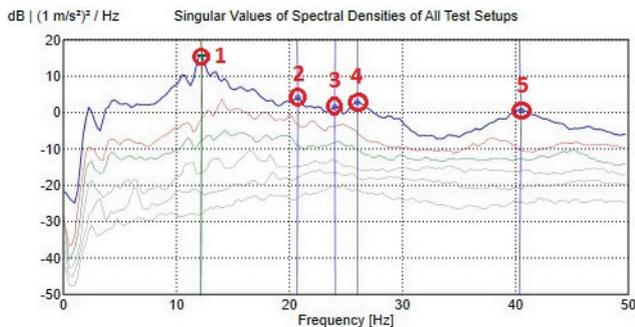


Figura 6 Método EFDD: valores singulares médios e normalizados da matriz dos espectros

Na Figura 7 são ilustrados os valores médios das frequências e as correspondentes configurações dos modos de vibração locais dos degraus de bancada. A análise das configurações permite identificar movimentos associados à flexão e torção dos degraus de bancada com muito boa definição. Os modos 1 e 5 envolvem essencialmente a flexão dos degraus. Os modos 2, 3 e 4 envolvem sobretudo movimentos de torção dos degraus. As configurações dos modos 2 e 3 distinguem-se pelo facto de os movimentos do degrau 14 serem de flexão nas direções transversal e vertical, respetivamente. Em todos estes modos de vibração os movimentos dos pórticos da bancada são negligenciáveis. Nas configurações modais apenas foram representados os degraus das filas 13, 14 e 15.

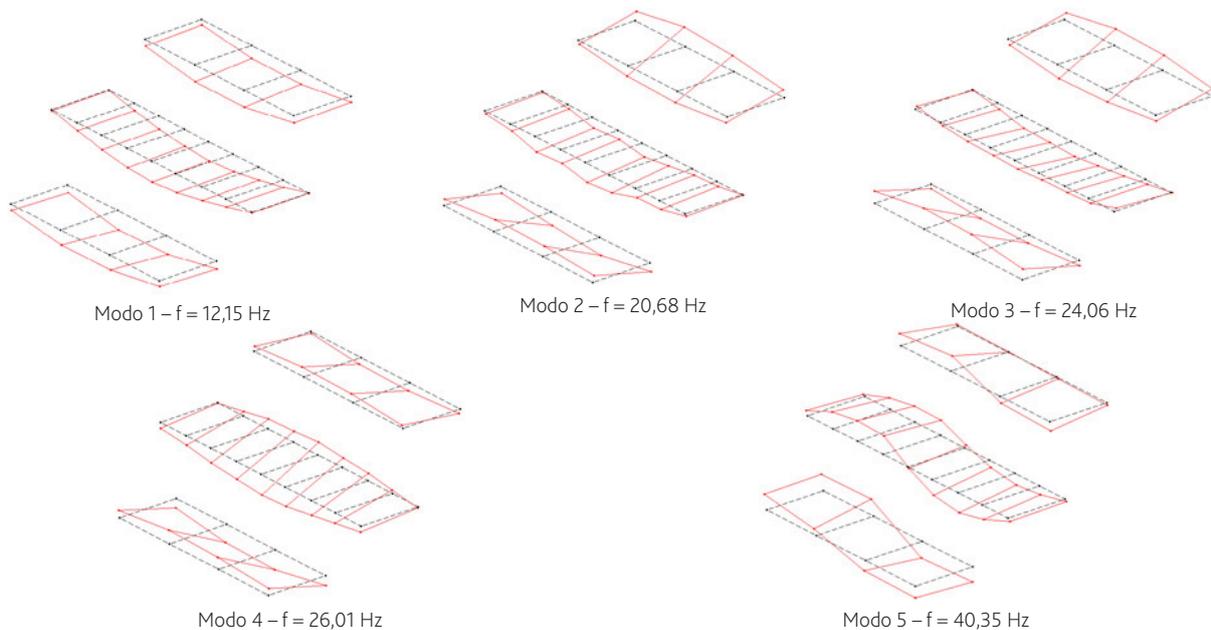


Figura 7 Parâmetros modais experimentais

6 Calibração

6.1 Metodologia

Na Figura 8 apresenta-se o fluxograma que ilustra o processo iterativo de calibração do modelo numérico com base num algoritmo genético [21], envolvendo o recurso a três programas: Autodesk Robot [16], Excel [19] e Matlab [20].

No programa Autodesk Robot é desenvolvido o modelo numérico de elementos finitos tendo como base diversos conjuntos de valores dos parâmetros $P_1, P_2, \dots, P_j, \dots, P_{ind}$, em que *ind* é o número de indivíduos de cada geração, e o conjunto P_j é constituído pelos parâmetros $\{\theta_1, \dots, \theta_k\}$ onde *k* é o número de parâmetros numéricos seleccionados a partir de uma análise de sensibilidade prévia. Seguidamente, são extraídos os parâmetros modais, nomeadamente as frequências e os modos de vibração, e exportados para o Matlab através de uma rotina Robot API desenvolvida em linguagem de programação VBA em ambiente Excel. Os conjuntos de valores dos parâmetros da geração 1 ($k = 0$) são gerados aleatoriamente no programa Matlab por aplicação do método do Hipercubo Latino.

No programa Matlab, a partir da informação modal numérica e experimental é realizado o emparelhamento automático dos modos de vibração com base no parâmetro MAC. Depois, a partir da função objetivo, e com base na aplicação de uma técnica de otimização baseada num algoritmo genético, são estimados novos conjuntos de parâmetros tendo em vista a minimização do residuo da função objetivo. Os novos conjuntos de parâmetros, *i.e.*, os indivíduos da geração seguinte ($k+1$), são novamente exportados do Matlab para o Robot através de uma rotina Robot API desenvolvida em ambiente Excel. Este procedimento é repetido iterativamente até ser atingido o número limite de gerações.

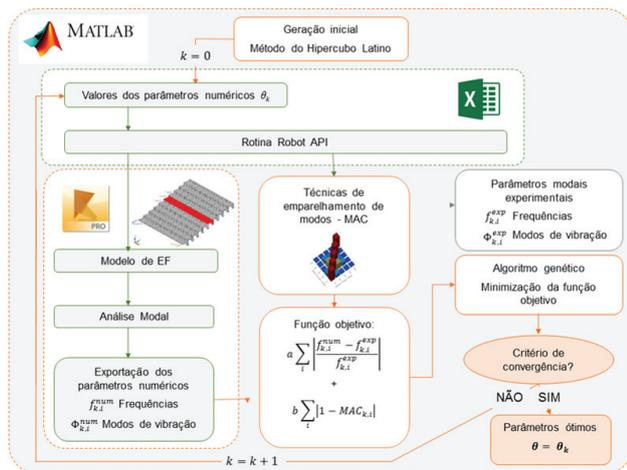


Figura 8 Fluxograma da metodologia iterativa de calibração do modelo numérico

6.2 Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade tem por objetivo identificar os parâmetros que mais influenciam as respostas dos degraus de bancada, nomeadamente as frequências naturais e os modos de vibração, e que serão posteriormente incluídos na fase de otimização.

Na Figura 9 apresentam-se os resultados da análise de sensibilidade com recurso a uma matriz de coeficientes de correlação de Spearman. A análise de sensibilidade foi realizada com recurso a uma técnica de amostragem estocástica baseada em 1000 amostras geradas pelo método do Hipercubo Latino. Os coeficientes de correlação situados no intervalo [-0,20; +0,20] foram excluídos da representação gráfica.

A matriz de correlação mostra que o módulo de elasticidade do betão (E_c), o módulo de elasticidade do aço dos conetores de ligação entre os degraus de bancada (E_{M20}), o módulo de elasticidade do EPDM entre os degraus de bancada (E_{EPDM}) e o módulo de elasticidade do neoprene (E_N) dos apoios da quase totalidade das filas são os parâmetros que mais influenciam as respostas modais. Por sua vez, os parâmetros que envolvem o módulo de elasticidade do aço na ligação entre o degrau e a viga de bancada (E_s) serão excluídos da fase de otimização subsequente.

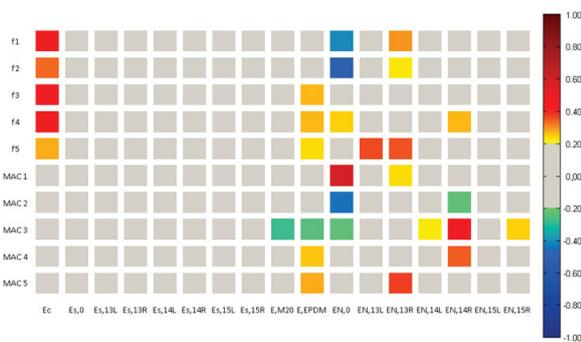


Figura 9 Matriz de correlação de Spearman

6.3 Otimização

A fase de otimização teve como objetivo obter os valores dos parâmetros do modelo numérico que minimizam as diferenças entre os parâmetros modais numéricos e experimentais, envolvendo a definição de uma função objetivo e a aplicação de uma técnica de otimização baseada num algoritmo genético.

A função objetivo (f) engloba dois termos, um relativo aos resíduos das frequências de vibração e outro referente aos resíduos dos valores de MAC:

$$f = a \sum_{i=1}^5 \frac{|f_i^{exp} - f_i^{num}|}{f_i^{exp}} + b \sum_{i=1}^5 |MAC(\varnothing_i^{exp}, \varnothing_i^{num}) - 1| \quad (1)$$

onde f_i^{exp} e f_i^{num} são as frequências experimental e numérica referentes ao modo i , \varnothing_i^{exp} e \varnothing_i^{num} são os vetores que contêm a informação modal experimental e numérica referente ao modo i , e a e b são fatores de pesagem dos termos da função objetivo, assumidos no presente caso iguais a 1,0.

A otimização do modelo envolveu 9 parâmetros numéricos e 10 resultados modais. O algoritmo genético baseou-se numa população inicial constituída por 30 indivíduos e considerou 100 gerações, num total de 3000 indivíduos. A população inicial foi gerada aleatoriamente através do método do Hipercubo Latino. Neste algoritmo foram definidos um número de elites igual a 1, a taxa de substituição igual a 5% e a taxa de cruzamento igual a 50%.

Na Figura 10 são representados os rácios dos valores de cada parâmetro do modelo em relação aos limites indicados na Tabela I para os casos de otimização independentes GA1 a GA4. Um rácio de 0% significa que o parâmetro coincide com o limite inferior e um rácio de 100% significa que coincide com o limite superior. Os parâmetros de carácter global e das interfaces entre os degraus de bancada são apresentados na Figura 10a, indicando-se entre parêntesis os respetivos valores. Os parâmetros das interfaces dos degraus com as vigas de bancada são apresentados na Figura 10b.

Os resultados permitem constatar que o parâmetro mais sensível, o módulo de elasticidade do neoprene dos apoios dos restantes degraus (E_N), é aquele que apresenta variações mais baixas e próximas de 3%. O módulo de elasticidade do EPDM (E_{EPDM}) também apresenta variações baixas, na ordem de 3%, possivelmente devido ao facto de possuir correlações com várias das respostas modais. Relativamente ao módulo de elasticidade do betão (E_c) e ao módulo de elasticidade dos conetores entre degraus (E_{M20}), que são parâmetros menos sensíveis às respostas, as estimativas apresentam variações superiores e próximas de 25%.

Em relação ao módulo de elasticidade do neoprene do apoio da fila 13, dos lados esquerdo (E_{N13L}) e direito (E_{N13R}), as estimativas apresentam variações com uma tendência contrária, ou seja, o aumento da rigidez do apoio esquerdo está normalmente associado a uma diminuição da rigidez do apoio direito e vice-versa. O mesmo sucede com o módulo de elasticidade do neoprene do apoio da fila 14, dos lados esquerdo (E_{N14L}) e direito (E_{N14R}). Tal deverá estar relacionado com o facto de existirem diferentes combinações destes conjuntos de parâmetros que conduzem à mesma solução em termos de otimização do problema.

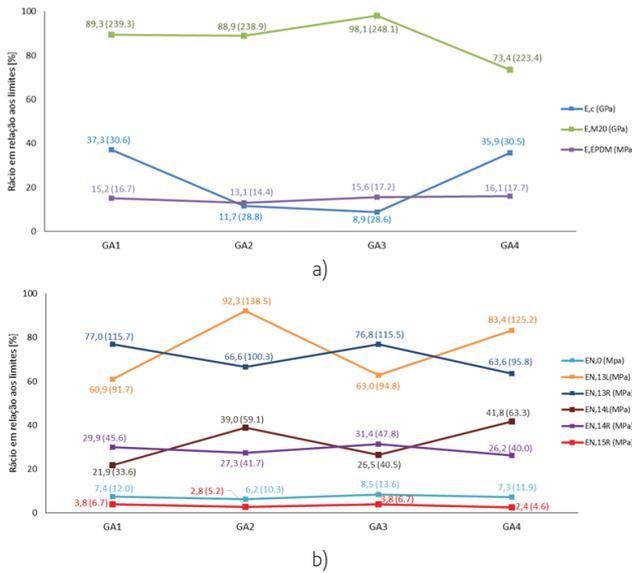


Figura 10 Valores dos parâmetros numéricos obtidos para os casos de otimização GA1 a GA4: a) parâmetros globais e das interfaces entre os degraus; b) parâmetros das interfaces dos degraus com as vigas de bancada

Na Figura 11a apresentam-se os valores das frequências de vibração experimentais e numéricas, antes e após a calibração, com a indicação dos valores dos erros das frequências de vibração numéricas e experimentais, tomando como referência os valores das frequências experimentais. Os resultados numéricos após a calibração dizem respeito ao caso de otimização GA3, que foi o caso que apresentou o menor resíduo da função objetivo. Na Figura 11b são apresentados os valores do parâmetro MAC, antes e após a calibração.

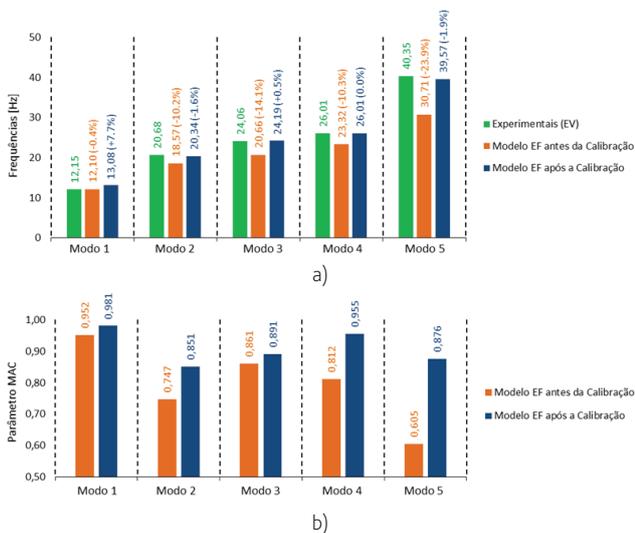


Figura 11 Análise da correlação dos parâmetros modais experimentais e numéricos: a) frequências de vibração; b) MAC

O erro médio das frequências passou de 11,8% antes da calibração para 2,4% após a calibração. O valor médio do parâmetro MAC passou de 0,795 antes da calibração para 0,911 após a calibração.

7 Conclusões

O presente artigo incidiu na calibração experimental de um modelo numérico dos degraus de bancada do Estádio do Dragão.

O modelo numérico tridimensional de elementos finitos envolveu a modelação de um conjunto de 10 degraus consecutivos. Na modelação foi dada particular atenção à ligação entre os degraus assim como à ligação dos degraus à viga de bancada.

O ensaio dinâmico foi realizado a um conjunto de degraus da bancada sul do estádio e possibilitou a identificação de cinco modos de vibração locais, envolvendo sobretudo movimentos acoplados de flexão e torção dos degraus, com frequências situadas entre 12,15 Hz e 40,35 Hz.

Os resultados da otimização do modelo numérico dos degraus de bancada demonstraram uma muito boa aproximação com os resultados experimentais e uma melhoria significativa face aos resultados do modelo numérico antes da calibração. Por outro lado, o algoritmo genético permitiu obter estimativas suficientemente estáveis de um número significativo de parâmetros, considerando diferentes populações iniciais, provando a sua eficiência e robustez.

A análise dos valores dos parâmetros numéricos após a calibração permitiu constatar que: i) o valor ótimo do módulo de elasticidade do aço dos conetores entre os degraus aproximou-se do seu limite superior, refletindo, possivelmente, uma ligação mais efetiva entre os degraus de bancada em relação ao previsto em projeto; ii) os valores do módulo de elasticidade do neoprene entre os degraus e as vigas de bancada apresentam valores bastante distintos consoante o degrau e a posição no degrau, o que corrobora as conclusões de uma inspeção visual realizada *in situ*, que em algumas situações constatou a inexistência destes apoios, e noutras situações, que os apoios foram executados com materiais e espessuras distintos dos especificados em projeto; iii) o valor ótimo do módulo de elasticidade do betão aproximou-se do seu limite inferior, situando-se no intervalo entre 28,6 GPa e 30,6 GPa.

Como desenvolvimentos futuros os autores pretendem realizar a validação do modelo numérico dos degraus de bancada sob ação de movimentos controlados de público com base na implementação de análises dinâmicas que incluam a interação público-estrutura e que atendam a eventuais não linearidades do sistema dinâmico. Para o efeito está prevista a realização de um ensaio dinâmico sob ação de público com a medição das forças aplicadas pelos indivíduos e das respostas em acelerações dos degraus de bancada.

Agradecimentos

Os autores agradecem à empresa Porto Estádio, em particular ao Eng. Ricardo Carvalho, por toda a informação fornecida relativa ao Estádio do Dragão e pela ajuda e facilidades concedidas durante a realização das campanhas experimentais.

Referências

- [1] SCOSS – “The Standing Committee on Structural Safety”, *Structural Safety* 2000-01, London, UK, 2001.
- [2] Jones, C.; Pavic, A.; Reynolds, P.; Harrison, R. – “Verification of equivalent mass–spring–damper models for crowd–structure vibration response prediction”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 38, pp. 1122-1135, 2011.
- [3] Ellis, B.; Ji, T.; Littler, J. – “The response of grandstands to dynamic crowd loads”, *Structures and Buildings*, vol. 140, pp. 355-365, 2000.
- [4] Reynolds, P.; Pavic, A. – “Modal testing of a sports stadium”, in *Proceedings of 20th International Modal Analysis Conference*, Sheffield, UK, 2002.
- [5] Cigada, A.; Caprioli, A.; Redaelli, M. – “Numerical Modeling and Experimental Modal Analysis of a Concrete Grand-stand Structural Health Monitoring Purposes”, in *Proceedings of the international conference IMAC XXVI*, Orlando, USA, 2007.
- [6] Cappellini, A.; Fagiani, R.; Vanali, M. – “Serviceability Assessment of Two Different Stadium Grandstand”, *Dynamics of Civil Structures*, vol. 2, pp. 299-310, 2015.
- [7] Vanali, M.; Cigada, A. – “Long term operational modal analysis of a stadium grandstand to structural health monitoring purposes”, *Energy and Structural Monitoring*, pp. 103-109, 2009.
- [8] Catbas, F.; Gul, M.; Sazak, H. – “Dynamic Testing and Analysis of a Football Stadium”, in *Proceedings of the international conference IMAC XXVIII*, Florida, USA, 2010.
- [9] Marques, H.; Arêde, A.; Delgado, R. – “Vibration monitoring of a grandstand in Dragon stadium”, in *Proceedings of EVACES - Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures*, Porto, Portugal, 2007.
- [10] Marovic, P.; Galic, M.; Bertolino, M. – “Experimental testing on grandstand RC girders of the Spaladium Arena in Split”, in *Proceedings of 26th Danubia-Adria Symposium on Advances in Experimental Mechanics*, Leoben, Austria, 2009.
- [11] Lima, G.; Avila, S.; Doz, G. – “Numerical Dynamic Analysis of the New Brasilia National Stadium”, in *Proceedings of International Conference on Vibration Problems*, Lisbon, Portugal, 2013.
- [12] Saudi, G.; Reynolds, P.; Zaki, M.; Hodhod, H. – “Finite-element Model Tuning of Global Modes of a Grandstand Structure Using Ambient Vibration Testing”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 23, pp. 467-479, 2003.
- [13] Millán-Yusti, D.; Marulanda, J.; Thomson, P. – “Evaluation of the structural reliability of a grandstand subjected to anthropic loads”, *Ingeniería y Competitividad*, vol. 18, pp. 59-69, 2016.
- [14] Brito, V.; Pena, A.; Pimentel, R.; Brito, J. – “Modal Tests and Model Updating for Vibration Analysis of Temporary Grandstand”, *Advances in Structural Engineering*, vol. 17, no. 5, pp. 721-734, 2014.
- [15] Caprioli, A.; Vanali, M. – “Comparison of different serviceability assessment measures for different events held in the G. Meazza Stadium in Milano”, in *Proceedings of the IMAC XXVII*, Orlando, USA, 2009.
- [16] Autodesk, Autodesk Robot Structural analysis 2013 – Getting Started Guide - Robot API, San Francisco, USA: Autodesk, 2012.
- [17] Leite, J. – “Avaliação Experimental e numérica do comportamento dinâmico dos degraus de bancada do Estádio do Dragão”, Porto, Portugal: ISEP, 2016.
- [18] SVS, ARTEMIS Extractor Pro 2011 – Academic licence, Release 5.4, Aalborg, Denmark: SVS, 2011.
- [19] Microsoft, Microsoft Office Excel 2013 user guide, Redmond, USA: Microsoft, 2013.
- [20] MathWorks, Mathwork (MATLAB) – Getting Started guide, USA: MathWorks, 2013.
- [21] Ribeiro, D.; Calçada, R.; Delgado, R.; Brehm, M.; Zabel, V. – “Finite element model updating of a browstring railway based on experimental modal parameters”, *Engineering Structures*, vol. 40, pp. 413-435, 2012.

Abobadilha Alentejana – Uma técnica construtiva tradicional

Timbrel Vault – A traditional constructive technique

João Rei
António Sousa Gago

Resumo

A presente comunicação debruça-se sobre uma solução construtiva tradicional abobadada muito utilizada no Sul de Portugal, no Alentejo e Algarve, até meados do séc. XX, popularmente conhecida como Abobadilha Alentejana. Faz-se uma retrospectiva sobre a evolução da técnica, desde as suas origens até à atualidade, destacando a sua capacidade de adaptação ao longo dos séculos. São também descritas algumas regras de dimensionamento tradicionais, bem como os resultados de ensaios experimentais e numéricos realizados numa abobadilha alentejana submetida a carregamento uniforme e linear.

Abstract

This paper focuses on a traditional vaulted constructive solution, known as timbrel vault, used in southern Portugal (Alentejo and Algarve) until the middle of the 20th century. The paper presents a retrospective of this vaulting technique, from its origins to present days, highlighting its adaptability throughout the centuries. Some traditional design rules are also described, as well as, results of experimental and numerical tests carried out on a timbrel vault submitted to uniform and linear loads.

Palavras-chave: Construção tradicional / Abóbadas de tijolo / Construção abobadada sem cimbra / Alvenaria / Análise estrutural / Ensaios experimentais

Keywords: Traditional construction / Brick vaulting / Construction without centering / Masonry / Structural Analysis / Experimental tests

João Rei

Mestre/TCor Eng
CINAMIL, Academia Militar
Lisboa, Portugal
jcmrei@gmail.com

António Sousa Gago

Doutor/Professor
CERIS, Instituto Superior Técnico
Lisboa, Portugal
antonio.gago@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

REI, João [et al.] – Abobadilha Alentejana – Uma técnica construtiva tradicional. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 6. ISSN 2183-8488. (março 2018) 27-40.

1 Introdução

Uma parte importante do património arquitetónico do sul da Península Ibérica é constituída por edifícios tradicionais de alvenaria, com pavimentos e terraços feitos de abóbadas finas de tijolo [1]. Esta antiga técnica de abobadamento baseou-se no uso de regras empíricas de dimensionamento, transmitidas pelos mestres de geração em geração, a qual é importante recuperar e validar à luz dos conceitos atuais da mecânica estrutural. As abóbadas finas de tijolo são caracterizadas pelo assentamento dos tijolos ao baixo recorrendo a argamassa à base de gesso, ligante que lhe permite a dispensa de cimbramentos durante a execução [2].

Apesar de ser consensual que esta técnica, dotada dum alto grau de refinamento e complexidade, não pode ser o resultado de um processo de geração espontânea, mas sim resultado de uma evolução contínua ao longo do tempo, a origem das abóbadas finas de tijolo não é unânime. No entanto, é plausível aceitar que esta técnica construtiva foi desenvolvida para fazer face à escassez de recursos locais, nomeadamente de madeira (necessária para a execução dos cimbramentos) e de pedra. Por outro lado, é também óbvio que é fruto de um processo evolutivo contínuo partilhado por várias civilizações que o foram sucessivamente melhorando.

Trata-se duma técnica de construção disseminada pelos países da bacia do Mediterrâneo, onde recebeu diversas designações. Assim, é designada por *abobadilha alentejana* em Portugal, *bóveda tabicada* em Espanha ([3], [4], [5], [6], [7] e [8]), *voûte Roussillon* ou *voûte plate* em França ([9], [10] e [11]) e *volta in folio* ou *a la volterrana* em Itália ([12], [13] e [14]). Na sequência dos movimentos migratórios do século XIX e início do século XX, estas estruturas abobadadas propagaram-se pelo continente americano. Rafael Guastavino (1842-1908) construiu vários exemplares nos Estados Unidos da América, Rogelio Salmona (1929-2007) na Colômbia, Antonio Bonet (1913-89) na Argentina e no Uruguai e Eduardo Sacriste (1905-99) na Argentina. Exemplos de abóbadas finas de tijolo também podem ser encontrados na Ásia, nomeadamente na Índia [15] e, mais recentemente, na África Subsariana (África do Sul e Etiópia).

Independentemente da importância das abóbadas finas de tijolo na construção tradicional, particularmente na Península Ibérica, os estudos sobre esta técnica construtiva são relativamente raros. Em Espanha, alguns investigadores têm realizado estudos históricos e tipológicos sobre a *bóveda tabicada*, entre os quais se destacam os estudos de Araguas ([16], [17], [18] e [19]), Mochi [20], Collins [21], Fortea ([22] e [23]), Martínez [8] e Almagro ([24] e [25]). Há informação suficiente para pensar que, pelo menos no século IX, em Almeria, na Andaluzia, Espanha, já existia este tipo de abóbadas, no entanto, a primeira referência documental conhecida é o contrato celebrado com Joan Franch, em 1382, nas obras do mosteiro de Santo Domingo de Valência (Figura 1).

No entanto, devido à disseminação do aço estrutural e do betão armado, os construtores deixaram de usar esta técnica tradicional e, atualmente, são (muito) poucos os artífices que sabem como conceber este tipo de abóbadas e aplicar esta técnica [27]. Felizmente, devido a algumas obras recentes de preservação do património arquitetónico e à preocupação com a construção sustentável, o interesse por este tipo de construção renasceu.

Este artigo debruça-se sobre a descrição das características e evolução histórica desta técnica construtiva tradicional desde a sua origem até à atualidade e, também, a avaliação da sua resistência.



Figura 1 Abóbada da capela dos Jofre no convento de Santo Domingo de Valência [26]

2 Evolução ao longo dos tempos

As primeiras aplicações conhecidas da técnica das abóbadas finas de tijolo ocorreram nas abóbadas de nervuras, no preenchimento do espaço entre as nervuras de pedra (Figura 1) [26]. Posteriormente, o uso de pedra nas nervuras foi, em determinadas situações, substituído por tijolos cerâmicos moldados (Figura 2), o que diminuiu significativamente o trabalho e os custos de construção.

Passo a passo, os construtores obtiveram confiança no uso de tijolos finos ao baixo em abóbadas e começaram a usar esta técnica em vãos maiores e a substituir as aduelas de pedra das nervuras por elementos cerâmicos (Figura 2). Assim, a evolução construtiva das abóbadas finas de tijolo no contexto do seu uso tradicional pôde-se observar, principalmente, em dois níveis: um, a dispensa gradual das nervuras e, outro, o modo de emprego do extradorso das abóbadas.

Relativamente às nervuras, a sua presença constituía uma ajuda importante na execução das abóbadas, já que permitia uma construção mais fácil dos panos. A abolição das nervuras implicou uma alteração dos procedimentos construtivos que levou os construtores do séc. XVII a aprimorar as técnicas construtivas.

Zaragoza [30] refere que a Idade Moderna é caracterizada pela eliminação progressiva das nervuras aparentes. No início do séc. XVI as abobadilhas alentejanas alcançaram um feito notável ao adotarem formas esféricas. Assim, deixaram de necessitar de nervuras, tornando-se independentes das abóbadas em cruzaria [31].

Em relação ao extradorso também se assistiu a uma evolução significativa ao longo dos tempos. Segundo Sánchez [32] nos exemplares valencianos do séc. XV, os cascos revestiam-se com enchimentos que incorporavam, opcionalmente, recipientes cerâmicos de aligeiramento. Contudo, Mochi [20] refere que durante o séc. XVI o enchimento das abóbadas vai perdendo lentamente a sua tradição funcional e que não há referência ao uso de recipientes cerâmicos para aligeirá-lo; no entanto Bassegoda Nonell [33] argumenta que esse enchimento é efetuado com alvenaria de tijolo e cal, abrangendo apenas os flancos das abóbadas.



(a)



(b)

Figura 2 Uso do tijolo e do gesso nas nervuras das abobadilhas: a) Tijolos moldados procedentes das igrejas de Torrelblanca (paróquia velha) e Traiguera (Santuário de Nossa Senhora da Fonte da Saúde), ambas em Castellón, Espanha [28]; b) Detalhe duma das chaves da capela de Santa Maria em Xàtiva, Espanha [29]

A partir do séc. XVI, grande número dos exemplares eram extradorsados com muretes devido às dificuldades que implicava a sua manutenção face à contínua aparição de fissuras e humidades. Assim, com o intuito de prevenir danos provocados pela humidade dos enchimentos nos frescos pintados nos intradorsos das abóbadas, em alguns documentos dos séc. XVII e XVIII, propõe-se o uso de muretes. Contudo, este sistema complementar de reforço e "estabilização geométrica" pelo extradorso não se encontrava ainda bem delineado até, pelo menos, o primeiro terço do séc. XVII [32].

Um outro processo de "tratamento" do extradorso, quiçá mais engenhoso, constava no emprego de contra-abóbadas. O mestre

Abdiel Guillem utilizou-o na sala do capítulo do mosteiro de Pedralbes, na qual apoiou contra-abóvedas nuns muretes perfurados de tijolo que nasciam nas nervuras pétreas da abóbada gótica (Figura 3) [34].

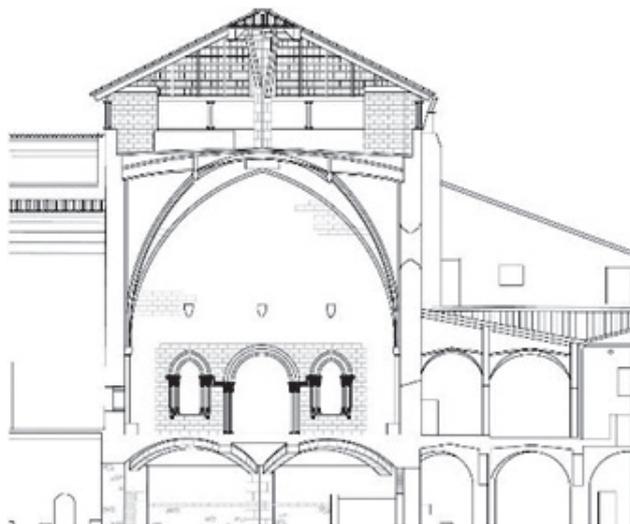


Figura 3 Corte da sala do capítulo do Mosteiro de Santa Maria de Pedralbes, Barcelona (c. 1418-1419) [34]

Além da forma tradicional de utilização das abóbadas finas de tijolo, Viollet-le-Duc fez referência a uma outra e inovadora aplicação desta solução construtiva encontrada nos pisos dum edifício de Chartres do séc. XV, a qual consistia na colocação de barrotes de madeira paralelos uns aos outros, afastados entre três e seis pés, que suportavam uma plataforma superior composta por abobadilhas entretanto construídas entre eles (Figura 4) [35]. Pisos deste tipo são então relatados em vários edifícios na Flandres e no norte de França.

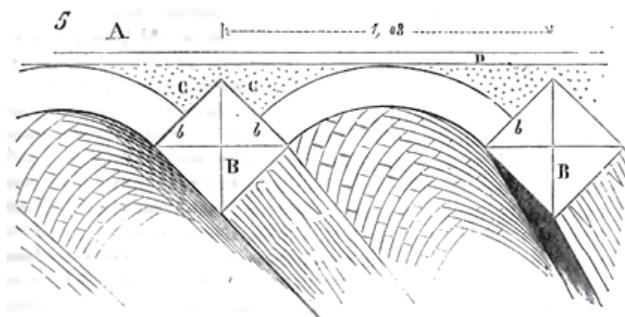


Figura 4 Piso constituído por abobadilhas sobre barrotes de madeira em losango [36]

A variante construtiva da abobadilha alentejana foi, entretanto, usada com vigas metálicas na arquitetura industrial no séc. XVIII. Os primeiros exemplares foram construídos na Inglaterra, mas o seu emprego intensivo pôde observar-se por toda a Europa durante o séc. XIX (Figura 5). Muitos edifícios industriais dessa altura foram construídos com recurso a uma estrutura interna composta por pilares metálicos e pavimentos constituídos por abobadilhas apoiadas em vigas também metálicas (Figura 5).

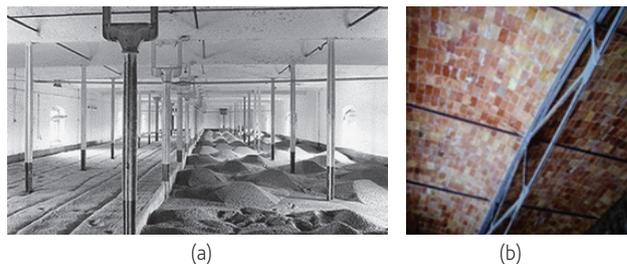


Figura 5 Aplicação da técnica no âmbito industrial: a) Primeiro exemplar, Flax Mill, Bage, Inglaterra, 1797 [37]; b) Fábrica Aslad, Clot del Moro, Espanha, Guastavino, 1901 [38]

Apesar da perda de protagonismo desta solução construtiva na segunda metade do séc. XIX, perante o aparecimento de novos materiais, alguns arquitetos ilustres destacaram-se na aplicação da técnica nos últimos anos desse século. Um deles foi Rafael Guastavino que, no final do séc. XIX partiu da Catalunha e cruzou o Atlântico com destino aos EUA, onde desenvolveu uma intensa atividade construtiva e de investigação centrada na *bóveda tabicada* (Figura 6).



Figura 6 Exemplos da atividade de Guastavino nos EUA: a) Abóbada fina de tijolo da estação de metro de City Hall, Nova Iorque, 1904 [39]; b) Patente de abóbada de apoio de escada, 1886 [40]

Gaudí, outro destacado arquiteto espanhol, apesar de não se ter notabilizado pela escrita sobre esta técnica, utilizou-a continuamente, tendo-lhe inculcido, inclusive, uma inovadora aplicação plástica escultórica (Figura 7) [35].

A acrescentar aos nomes de Guastavino e Gaudí há um número significativo de outros notáveis arquitetos espanhóis que contribuíram para o uso da técnica com novos materiais, maioritariamente vigas de aço, e dotaram-na de formas e aplicações inéditas até então.

São os casos, entre outros, de Domènech (1858-1917), Muncunill (1868-1931), Bayó (1873-1961), Guastavino Expósito (1873-1950), Cardellach (1875-1918), Martorell (1877-1951) e Terrades (1883-1950), e mais recentemente Buenaventura Bassegoda (1896-1987) e Luis Moya (1904-1990). Para além destes arquitetos, por outras paragens, outros, igualmente ilustres se afeiçoaram à técnica e a utilizaram com mestria como Corbusier (1887-1965) em França e na Índia, Bonet (1913-1989) e Dieste (1917-2000) no Uruguai, e Porro (1925-) em Cuba.

Ultimamente a técnica tem sido usada com sucesso em alguns países africanos, aliando o seu excelente desempenho e eficiência estruturais ao aproveitamento dos recursos locais, tanto materiais como humanos, uma vez que o baixo custo da mão de obra acrescenta viabilidade a este processo construtivo. Exemplos deste facto são os casos dos projetos de Mapungubwe National Park na África do Sul [42] e o Sustainable Urban Dwelling Unit (SUDU) na Etiópia [7] (Figura 8).

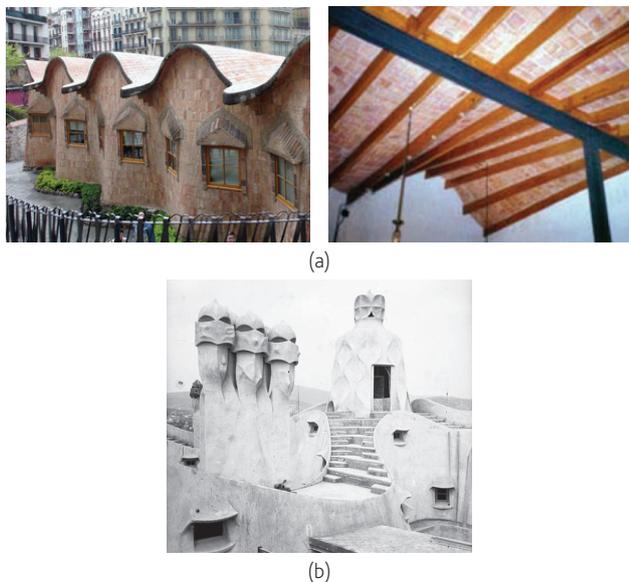


Figura 7 Exemplos da aplicação da técnica por Gaudí: a) Escola provisória da Sagrada Família, Barcelona, 1909 [38]; b) Chaminés e saída de escada no terraço da Casa Milà, Barcelona, 1906-12 [41]



Figura 8 Exemplos da aplicação recente da técnica: a) Mapungubwe National Park, África do Sul [42]; b) Sustainable Urban Dwelling Unit (SUDU), Etiópia [43]

Na sequência da revolução industrial e da debutante aparição de novos materiais, o uso deste tipo de abóbadas tornou-se menos generalizado. Contudo, a técnica reinventou-se e adaptou-se a novas configurações construtivas baseadas em vigas metálicas, que foram posteriormente aprimoradas e deram origem a uma solução de laje aligeirada, muito difundida hoje em dia (Figura 9).

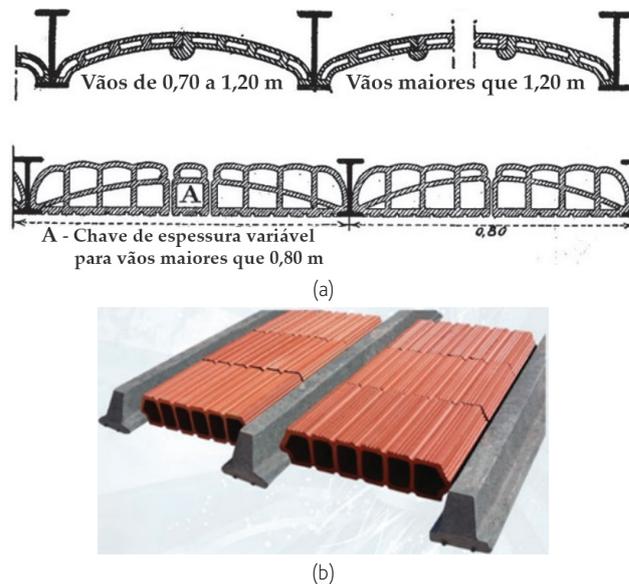


Figure 9 Reinvenção da técnica das abobadilhas alentejanas: a) Com vigas metálicas [44]; b) Com vigotas de betão pré-esforçado [45]

3 Regras empíricas de dimensionamento

A literatura que aborda as abóbadas do tipo das abobadilhas alentejanas não é muito extensa, e a existente nem sempre é muito explícita. Grande parte dos tratadistas tem-nas contornado nas suas obras, seja por não serem consideradas de categoria suficiente no elenco do portefólio arquitetónico ou simplesmente por ignorância. O facto de não revelar um elemento distintivo, que se possa imediatamente identificar, dado que habitualmente as abobadilhas se encontram rebocadas, e, conseqüentemente, tornar a técnica invisível para quem a admira do intradorso, terá a sua influência. Por outro lado, os historiadores de arquitetura, duma forma geral, têm focado a sua atenção e análise naquilo que é superficial, no que lhes salta à vista, ou seja, na última camada do último material, em detrimento do que não se vê, como as fundações ou as “entranhas” dum edifício. Salvo raríssimas exceções, os livros de arquitetura, quando abordam elementos construtivos como as abóbadas e sobretudo quando estas se encontram revestidas, não se detêm a descrever a sua constituição interior, não relevam o material de que são feitas ou a técnica utilizada, sendo essas particularidades consideradas questões menores [46].

O primeiro tratado onde se abordaram as abobadilhas tipo alentejanas é obra de frei Lorenzo de San Nicolás (1593-1679), com o título *Tratado y uso de arquitectura* [3]. O facto de ser frade,

arquitecto e mestre-de-obras repercute-se na sua obra, uma vez que a mesma é escrita na perspectiva dum construtor de abóbadas, com uma abordagem consolidada pela própria experiência. O autor coloca as abobadilhas ao nível das abóbadas de tijolo e de cantaria e destaca a associação entre as primeiras e o gesso que era, na altura, o único ligante de presa rápida, imprescindível para este tipo de construção [1].

Assim, frei Lorenzo, para além de apresentar regras práticas relativas à execução das abobadilhas, com destaque para a evidente melhoria do seu comportamento mecânico em resultado do amaciamento dos rins até um terço da altura e do levantamento de muretes de tijolo pelo extradorso, até dois terços da altura, propõe também as primeiras regras empíricas de dimensionamento deste tipo de abóbadas.

De facto, os tratados de construção antigos recomendavam, para abóbadas de berço, que o enchimento do extradorso ou outras disposições equivalentes, como é o caso de muretes transversais espaçados, atingissem pelo menos 2/3 da altura da abóbada. Este artifício conduz a abóbadas abatidas abaixo de L/4 (considerando o vão entre os arranques desde o enchimento) de espessuras muito pequenas (Figura 10), tal como as abobadilhas alentejanas.

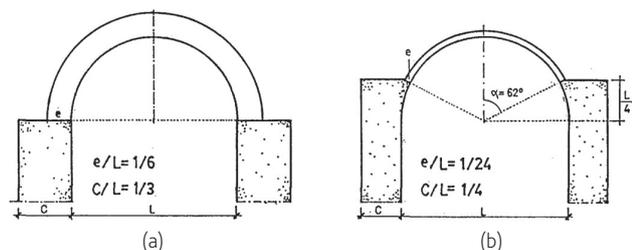


Figura 10 Efeito da elevação dos pés-direitos até metade da flecha [47]

O dimensionamento dos pés-direitos revestiu-se, desde sempre, duma relevância extrema na construção abobadada. Na realidade, se se levantar um arco mal projetado, este ruirá no momento do descimbramento, mas poderá reconstruir-se, melhorando o seu perfil ou aumentando a sua espessura. No entanto, se os pés-direitos cederem toda a construção cairá por terra, ou ficará eternamente instável, pelo que o seu dimensionamento era de especial importância. Para tal, os mestres construtores utilizavam regras empíricas, geométricas na sua maior parte, mas também aritméticas.

A este respeito há que distinguir os pés-direitos simples dos compostos. Os simples, ao contrário dos compostos, não dispõem de contrafortes, o que lhes confere paramentos uniformes, de secção constante ou variável, ao invés dos pés-direitos compostos, nos quais os contrafortes se destacam da regularidade das paredes.

Dependendo da tipologia da superfície abobadada que suportam, os pés-direitos compostos podem acolher um impulso uniforme por unidade de comprimento (como no caso das abóbadas de berço seguidas), ou aquele pode estar concentrado em determinadas zonas específicas (como no caso das abóbadas de aresta). Independentemente dos casos, grande parte do empuxo total é contra-arrestado nas zonas contíguas aos contrafortes, dotadas de

maior rigidez, que mediante a formação de arcos de descarga, no interior da parede, transmitem a carga uniforme aos contrafortes.

Frei Lorenzo apresentou um conjunto de regras empíricas para a conceção de pés-direitos (Quadro I), as quais foram posteriormente estudadas por Huerta (1955-) (Figura 11).

Quadro I Regras de frei Lorenzo para o dimensionamento dos pés-direitos de abóbadas de berço com lunetas em função do vão, L (adaptado de [3])

Tipo de pé-direito						
Tipo de abóbada	Material	Simples Parede Espessura	Composto			
			Parede Espessura	Contrafortes		
				Espessura	Largura	Espaçamento
Abóbada	Pedra	L/3	L/6	≥ L/3	L/9	L/2
	Tijolo	L/4	L/7	L/3	L/9	L/2
Abobadilha	Tijoleira	L/5	L/8	L/4	L/9	L/2

Nota: Consideraram-se proporções altura/largura da nave habituais em igrejas. Espessuras para o tipo de igreja duma nave com abóbada de canhão e lunetas, muito comum em Espanha no séc. XVIII [48].

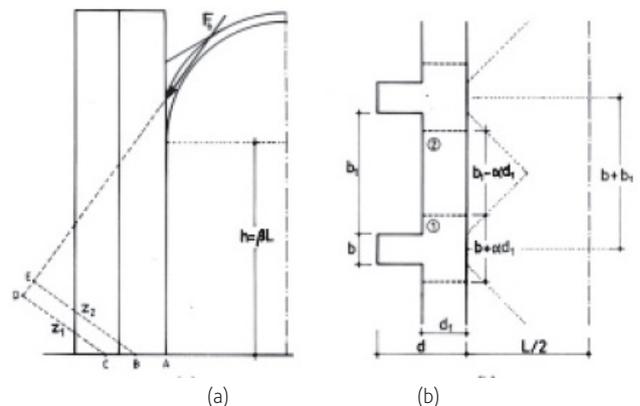


Figura 11 Dimensionamento dum pé-direito composto segundo as regras de Frei Lorenzo [48]

4 Avaliação da resistência mecânica de abobadilhas alentejanas

A resistência desta solução construtiva tradicional ainda não é bem conhecida. Assim, desenvolveu-se um estudo [49] acerca da capacidade resistente e do comportamento estrutural das abobadilhas alentejanas, a versão portuguesa das abóbadas finas de tijolo. O estudo consistiu na simulação numérica, através de modelos de elementos discretos, do funcionamento mecânico de várias tipologias desta solução construtiva. Além disso, foi construído e posteriormente ensaiado um modelo à escala real duma abobadilha alentejana.

4.1 Modelo experimental

A construção do modelo físico (Figura 12) e o posterior ensaio de carga tiveram dois objetivos. Em primeiro lugar, tencionava-se registar a sequência construtiva e as técnicas que permitem a sua construção sem cimbra. Por outro lado, era importante avaliar a sua capacidade resistente e respetivo comportamento mecânico.

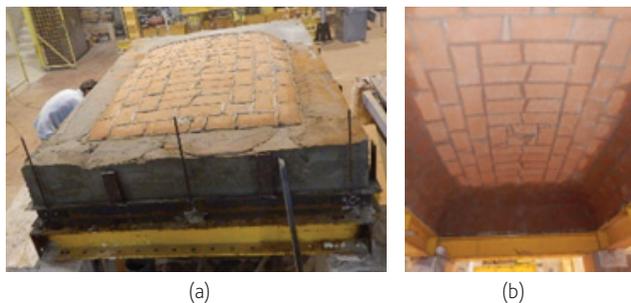


Figura 12 Modelo físico de abobadilha de barrete de clérigo com enchimento lateral (área: $3,00 \times 2,00 \text{ m}^2$; flecha: $0,40 \text{ m}$): a) Vista do extradorso; b) Vista do intradorso

O modelo foi construído no Laboratório de Estruturas e de Resistência de Materiais (LERM) do Instituto Superior Técnico recorrendo a materiais (tijoleira cerâmica e argamassas de assentamento e de enchimento do extradorso) e a técnicas construtivas tradicionais.

As tijoleiras cerâmicas tinham dimensões de $300 \times 150 \times 35 \text{ mm}^3$ e os ensaios de caracterização mecânica, segundo a maior dimensão, indicaram uma resistência à compressão da ordem de $3,7 \text{ MPa}$.

As argamassas foram realizadas por métodos tradicionais. A argamassa de assentamento, composta por cimento e gesso, para garantir presa imediata, na dosagem (traço) de três partes de cimento por uma parte de gesso e a argamassa de enchimento constituída por areia ao traço de quatro partes de areia por uma de cimento.

Na execução da abóbada as juntas de argamassa foram executadas com a menor espessura possível, apenas o suficiente para garantir a ligação das tijoleiras (entre si) durante a construção da abóbada.

O processo construtivo (sem cimbra) assenta nas propriedades de presa rápida da argamassa de assentamento, na ligeira curvatura de cada fiada, tirando partido do efeito do arco e na sequência de execução, a qual é efetuada fiada a fiada a partir dos cantos, as quais se fecham no encontro das tijoleiras algures a meio das fiadas. Este processo repete-se a partir de cada uma das nascenças, originando uma espécie de anéis (fiadas completas em cada uma das direções) até ao fecho da abóbada.

De forma a tornar possível a construção da abóbada sem cimbra, de acordo com os métodos tradicionais, foi preciso efetuar, na fase inicial, um enchimento no extradorso da abóbada com pedaços de tijolo argamassados, o qual foi aplicado até uma altura de cerca de $2/3$ da flecha pretendida para a abóbada (Figura 12 a). A execução dessa camada de enchimento implicou a instalação de painéis de cofragem no contorno da abóbada devidamente fixados, os quais foram removidos após a presa da argamassa de enchimento.

Submeteu-se o modelo físico a dois ensaios de carga com carregamento vertical: uma carga distribuída e uma carga

alinhada segundo um eixo linear (carga de faca ou linear). Testes subsequentes requeriam um novo exemplar, o qual não foi possível executar nesta fase da investigação. O carregamento foi efetuado através da colocação de lajetas de betão prefabricadas no extradorso (Figura 13). Um primeiro carregamento consistiu numa carga uniformemente distribuída sobre a abobadilha (Figura 13 a) e um segundo foi realizado através dum carregamento assimétrico, materializado por uma carga linear a um terço do vão (Figura 13 b). A seleção do posicionamento da carga neste último caso baseou-se na posição de carga mais desfavorável obtida nas simulações numéricas com modelos de elementos discretos.



(a)



(b)

Figura 13 Ensaios efetuados sobre o modelo à escala real: a) Carga uniformemente distribuída; b) Carga linear

Com vista à materialização da carga através das lajetas de betão prefabricadas, foi necessário tornar a superfície do extradorso tão plana quanto possível. Para isso, foram colocados sacos de areia (Figura 14 a) e uma banda de argamassa (Figura 14 b) sobre o extradorso da abobadilha.



(a)



(b)

Figura 14 Preparação do extradorso da abobadilha para a colocação das lajetas: a) Nivelamento do extradorso com sacos de areia para colocação da carga uniformemente distribuída; b) Banda de argamassa para colocação da carga linear

Na instrumentação da abobadilha, dispuseram-se onze transdutores em pontos estratégicos. Usaram-se nove transdutores para medição dos deslocamentos verticais e dois para medição dos deslocamentos horizontais (Figura 15).

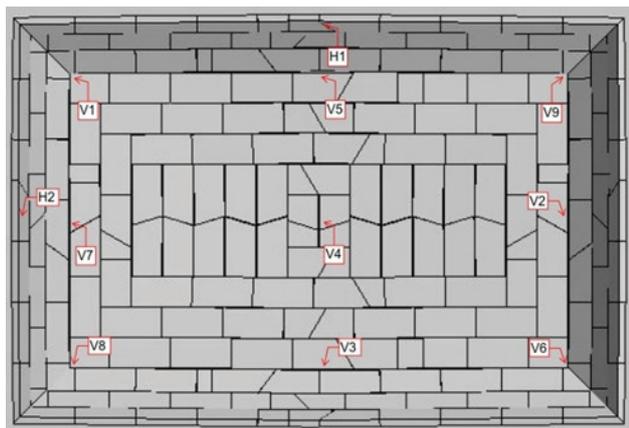


Figura 15 Posicionamento dos transdutores no intradorso da abobadilha

No primeiro ensaio (carga uniforme) foram colocadas quatro fiadas de lajetas, a que corresponde um valor de carga de aproximadamente 5 kN/m². A carga resultante do peso próprio dos sacos de areia não foi considerada na quantificação do valor da carga referido. Não obstante, pode presumir-se que essa carga corresponda, aproximadamente, a 0,8 kN/m². Por sua vez, cada fiada de lajetas corresponde a uma carga de 1,2 kN/m².

A razão de ser para a não consideração do peso dos sacos de areia de nivelamento no valor da carga apresentado resulta do facto de se pretender estimar a capacidade de carga numa situação real, onde as abóbadas apresentam enchimento de regularização.

Os deslocamentos obtidos pelos transdutores estão indicados nos Quadros II a IV.

Quadro II Deformação da abobadilha com o carregamento – carga uniformemente distribuída

Fiadas	Transdutores/Deslocamentos (mm)										
	Verticais									Horizontais	
	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	H1	H2
1.ª	-0,07	-0,02	-0,05	-1,49	0,00	-0,04	-0,08	-0,06	-0,03	0,00	-0,08
2.ª	-0,08	-0,02	-0,06	-2,62	0,00	-0,05	-0,10	-0,08	-0,04	0,02	-0,09
3.ª	-0,14	-0,05	-0,08	-4,38	-0,01	-0,09	-0,16	-0,12	-0,10	0,03	-0,13
4.ª	-0,18	-0,09	-0,05	-7,05	-0,03	-0,13	-0,23	-0,18	-0,16	0,04	-0,19

Nota: O sinal negativo indica um abatimento nos transdutores verticais e uma aproximação dos vãos correspondentes, no caso dos transdutores horizontais.

Como se constata do Quadro II, para uma carga distribuída de 5 kN/m² os deslocamentos medidos são pequenos na maioria dos transdutores, com exceção do localizado na zona da chave, onde

ocorre, para o maior valor da carga aplicada, um abatimento de 7 mm (transdutor V4). Relativamente aos deslocamentos horizontais nos apoios da abóbada ressalta-se que os valores obtidos variam ao longo dos bordos e resultam do incremento do impulso devido ao aumento do carregamento vertical.

É de notar que os deslocamentos horizontais nos apoios são dependentes das condições de fronteira (Figura 16), mas que na maioria dos casos as dimensões (espessuras) dos pés-direitos que suportam as abóbadas são suficientes para evitar a ocorrência de deslocamentos horizontais significativos. No modelo experimental procurou-se garantir condições de fronteira que não condicionassem o modo de colapso da abóbada, isto é, que apresentassem deslocamentos horizontais reduzidos. Para o efeito, foi construído um caixilho metálico constituído por perfis “I” que resultaram da junção de dois perfis UNP 140 sobre vigas em perfis HEA 220, com rigidez suficiente para prevenir deslocamentos significativos.

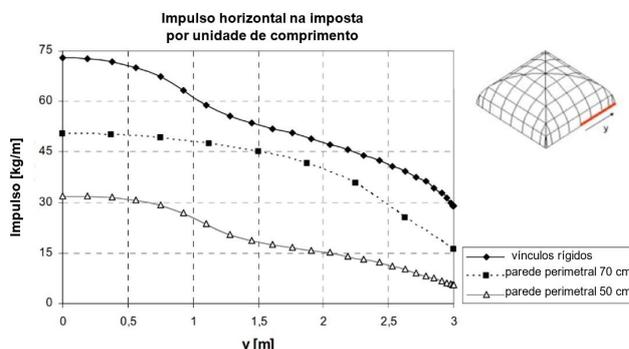


Figura 16 Variação do impulso na imposta resultante do peso próprio duma abóbada de 6,00 × 6,00 m², para diferentes condições de fronteira: vínculos rígidos e paredes perimetrais de 70 e 50 cm [50]

O Quadro III mostra a evolução da deformação durante a descarga da abóbada. Note-se que a descarga da abóbada ocorreu dezoito horas depois de concluído o carregamento, tendo-se verificado um aumento da deformação da abóbada durante esse período. Em consequência, a primeira linha do Quadro III é diferente da última linha do Quadro II.

Da comparação dos Quadros II e III pode observar-se que existe uma significativa deformação que deverá ser estudada em ensaios posteriores. Esta evolução pode dever-se à deformabilidade das juntas entre as tijoleiras, no processo de adaptação (e acomodação) da abóbada ao carregamento. A evolução patenteada nas primeiras dezoito horas pode não se verificar em períodos subsequentes. Este efeito ao longo do tempo deve ser corroborado em futuros programas de investigação tal como a origem da deformação residual que se identifica no Quadro III.

Finalmente, submeteu-se a abobadilha a uma carga linear numa extensão dum metro. Na Figura 14 b) mostra-se o processo de carregamento e a Figura 17 apresenta imagens da abóbada após o colapso.

No Quadro IV apresentam-se os deslocamentos registados durante o processo de carregamento e depois do colapso da abobadilha.

Ressalta-se que os deslocamentos na superfície do intradorso da abóbada foram registados indiretamente por um sistema de cabos e roldanas ligados a transdutores, o qual permitiu registar os deslocamentos antes, durante e após o colapso (nos pontos onde não ocorreu a queda de tijoleiras).

Quadro III Deformação da abobadilha com a descarga – carga uniformemente distribuída

Remoção	Trandutores/Deslocamentos (mm)											
	Verticais										Horizontais	
	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	H1	H2	
Início	-0,21	-0,12	-0,10	-7,22	0,03	-0,18	-0,26	-0,22	-0,23	0,09	-0,24	
4ª fiada	-0,20	-0,16	-0,10	-6,28	0,05	-0,17	-0,27	-0,21	-0,23	0,09	-0,25	
3ª fiada	-0,18	-0,15	-0,10	-4,84	0,05	-0,14	-0,23	-0,18	-0,20	0,08	-0,24	
2ª fiada	-0,16	-0,13	-0,07	-3,68	0,06	-0,12	-0,18	-0,15	-0,16	0,33	-0,22	
1ª fiada	-0,12	-0,08	-0,05	-2,17	0,07	-0,08	-0,12	-0,10	-0,12	0,30	-0,21	
Sacos	-0,08	-0,04	0,01	-1,71	0,11	-0,04	-0,09	-0,06	-0,08	0,28	-0,18	

O colapso ocorreu após a colocação da 14.ª fiada, correspondendo a um valor de carga da ordem de 7,7 kN/m.



(a)



(b)

Figura 17 Abobadilha após o colapso: a) Vista geral; b) Vista parcial

Quadro IV Deformação da abobadilha com o carregamento – carga linear

Instante	Tempo (s)	Transdutores/Deslocamentos (mm)											
		Verticais										Horizontais	
		V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	H1	H2	
Pré-colapso	t-1	-0,01	0,00	0,54	-4,42	0,37	-0,02	-0,03	-0,01	0,00	0,16	0,00	
Colapso	t	0,02	0,39	-1,34	-7,21	0,42	0,26	0,29	0,30	0,03	0,17	0,26	
Pós-colapso	t+1	0,10	3,55	-11,22	-8,30	1,34	1,74	2,40	1,72	0,08	0,18	1,27	
	t+2	0,16	7,25	-20,09	-1,27	2,72	3,89	4,83	3,59	0,12	0,20	2,13	

No Quadro IV constata-se que os deslocamentos registados nos transdutores V3 e V4, perto (por baixo) da linha onde a carga foi aplicada, apresentam valores significativos imediatamente antes do colapso.

A análise da fissuração da abobadilha após o colapso confirma o comportamento estrutural típico de superfícies de dupla curvatura. Ao tirar partido do efeito do arco nas duas direções perpendiculares, as tensões são encaminhadas para as vizinhanças das arestas, dotadas de maior rigidez. Como resultado, surgem fissuras ao longo destas linhas, tanto no intradorso como no extradorso (Figura 18), tal como defendido por Tomasoni [50], para o comportamento expectável deste tipo de abóbadas (Figura 19).



Figura 18 Fissuração nas vizinhanças das arestas

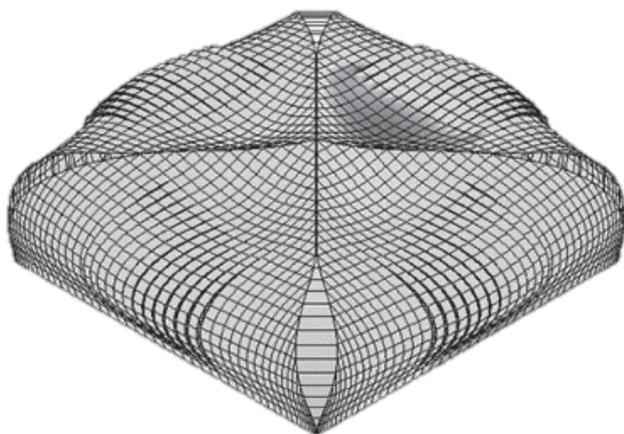


Figura 19 Deformada de uma abóbada de barrete de clérigo sobre impostas rígidas (fator de escala 10^5) [50]

4.2 Modelos numéricos

Em virtude das características não lineares das estruturas de alvenaria decorrentes da sua muito fraca resistência à tração, da sua limitada resistência ao corte e da existência de descontinuidade entre elementos, a modelação do comportamento mecânico de estruturas de alvenaria é uma tarefa complexa. Existem algumas estratégias possíveis para a modelação desse comportamento não linear, sendo de destacar os modelos de elementos finitos de comportamento não linear e os modelos de elementos discretos. O método de elementos discretos apresenta como vantagens, face ao método de elementos finitos, a possibilidade de ocorrência de grandes deslocamentos e rotações entre os vários corpos (inclusive a sua separação) e o reconhecimento e atualização de novos contactos, com conseqüente eliminação de contactos obsoletos.

Este método torna-se, assim, especialmente indicado para o estudo das estruturas de alvenaria nas quais uma parcela significativa da deformação ocorre pelo movimento relativo entre os blocos. Do ponto de vista de eficiência numérica, o método dos elementos discretos, tratando-se dum método com solução explícita para a integração da equação de movimento dos graus de liberdade do modelo, apresenta algumas vantagens relativamente ao método dos elementos finitos, sendo essa a razão principal da sua utilização no âmbito deste trabalho, por intermédio do recurso ao programa de cálculo 3DEC (Three Dimensional Distinct Element Code), que se baseia numa das variantes deste método designada por método dos elementos distintos [2].

Assim, desenvolveram-se dois modelos computacionais de elementos discretos, correspondentes a uma abobadilha de berço ou cilíndrica e a uma abobadilha de barrete de clérigo ou de engras, com as mesmas dimensões do modelo experimental (Figura 20).

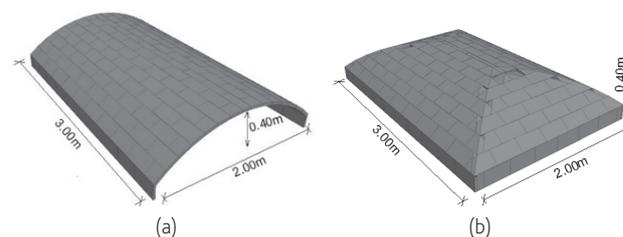


Figura 20 Modelos de elementos discretos de abobadilhas alentejanas: a) De berço ou cilíndrica; b) De barrete de clérigo ou de engras [2]

As estruturas foram modeladas por intermédio do referido software de cálculo, considerando blocos rígidos ligados por contactos deformáveis. Esta opção justifica-se pelo facto de o comportamento das abobadilhas ser, em condições normais, condicionado pelo

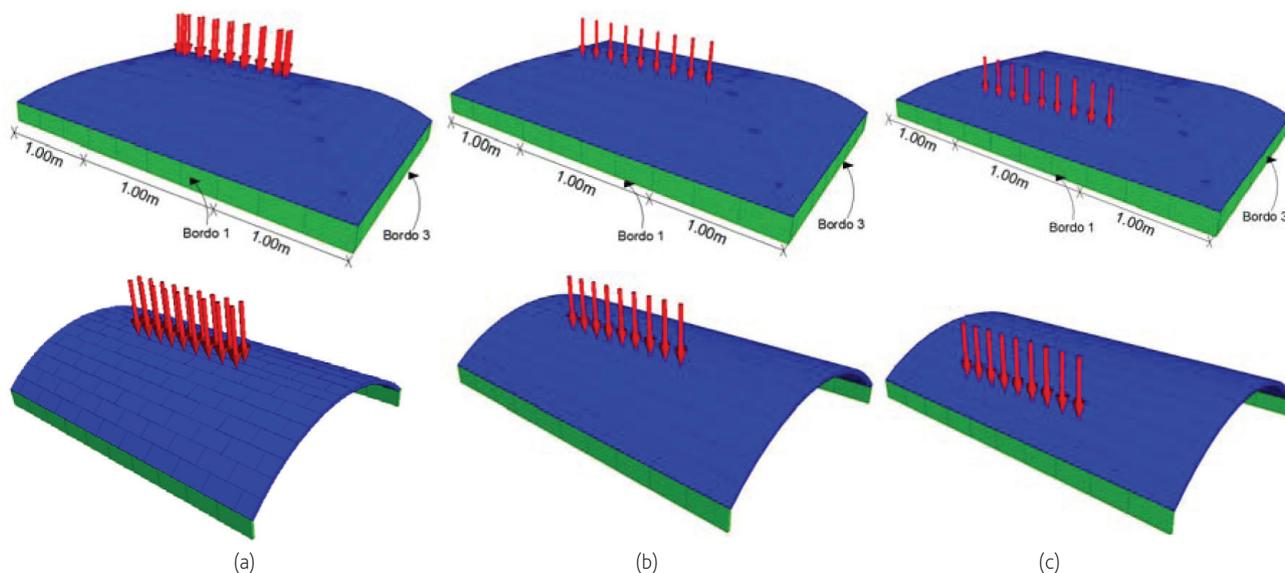


Figura 21 Posições e configurações das cargas: a) A meio vão ($y = 0,000$); b) A 1/3 de vão ($y = 0,358$); c) Junto ao bordo 1 ($y = 0,781$) [2]

comportamento (resistência e deformabilidade) das juntas. A deformabilidade dos blocos (tijoleiras) é, em geral, menor que a deformabilidade das juntas e o colapso destas estruturas está, normalmente, associado à rutura das juntas entre blocos [2].

O modelo mecânico implementado para representar o comportamento físico das juntas consiste em admitir que, no contacto pontual, os blocos estão ligados através de molas nas direções normal e tangencial, sendo a variação das forças, normal e tangencial, proporcionais aos respetivos deslocamentos relativos do contacto. Para o efeito, consideraram-se constantes de proporcionalidade, constantes de rigidez normal e tangencial do contacto de 0,100 GPa/m [49].

As dimensões dos blocos nos modelos tridimensionais de elementos discretos correspondem às dimensões reais das tijoleiras, isto é, $300 \times 150 \times 35 \text{ mm}^3$, tendo-se considerado para a sua massa específica o valor de 1680 kg/m^3 . Para as juntas entre blocos assumiu-se o modelo de comportamento ao corte de Mohr-Coulomb. Na direção normal aos contactos admitiu-se um comportamento elástico linear com uma resistência ilimitada à compressão e uma resistência à tração de 0,20 MPa. No modelo de corte considerou-se uma coesão de 0,20 MPa e um ângulo de atrito de 35° .

O objetivo da análise computacional era, em primeiro lugar, obter uma estimativa da resistência destes dois tipos de abobadilhas, comparando os valores das cargas de colapso para uma carga linear colocada ao centro numa extensão de um metro, tal como no modelo experimental, em três posições de carga distintas, a meio vão, a 1/3 do vão e junto do apoio e, em segundo lugar, estudar a distribuição dos impulsos ao longo dos bordos 1 e 3 da abobadilha de engras para as mesmas situações de carga, de modo a identificar as zonas de concentração de tensões (Figura 21).

Importa referir que nestes modelos não foram considerados os efeitos dum eventual enchimento do extradorso, o qual aumentaria, significativamente, a capacidade resistente. De facto, a existência desse enchimento do extradorso resulta numa maior compressão das aduelas (e, conseqüentemente, numa maior resistência ao corte), numa linha de pressões mais estável e restringe o deslocamento horizontal da abobadilha, fatores que aumentam significativamente a sua estabilidade. Para além disso, refira-se que a existência do enchimento e a propagação das cargas através dele resultaria em distribuições de ações mais uniformes, o que é favorável para o desempenho estrutural da abobadilha [2].

Os resultados destes modelos sintetizam-se nos gráficos das figuras seguintes. Na Figura 22 representa-se um gráfico onde se identificam os valores da carga de colapso em função do seu posicionamento. Neste gráfico, constata-se que, independentemente do seu posicionamento, a carga de colapso correspondente à abobadilha de engras é significativamente superior à carga de colapso correspondente à abobadilha cilíndrica. Por outro lado, em ambos os casos, verifica-se que a situação de carga mais gravosa corresponde a um carregamento próximo de 1/3 do vão ($y = 0,358$) [2].

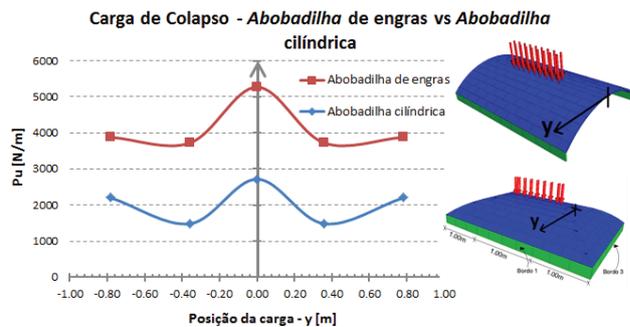


Figura 22 Carga de colapso para os dois modelos em função do posicionamento de carga [2]

Relativamente à distribuição de impulsos nos apoios da abobadilha de engras (Figura 23), observa-se uma diminuição junto das extremidades, evidente em todos os casos de carga, inclusive para o peso próprio. Estes resultados levam a concluir que não haverá concentração de impulsos nas extremidades das abobadilhas, isto é, junto das linhas de intersecção das superfícies curvas.

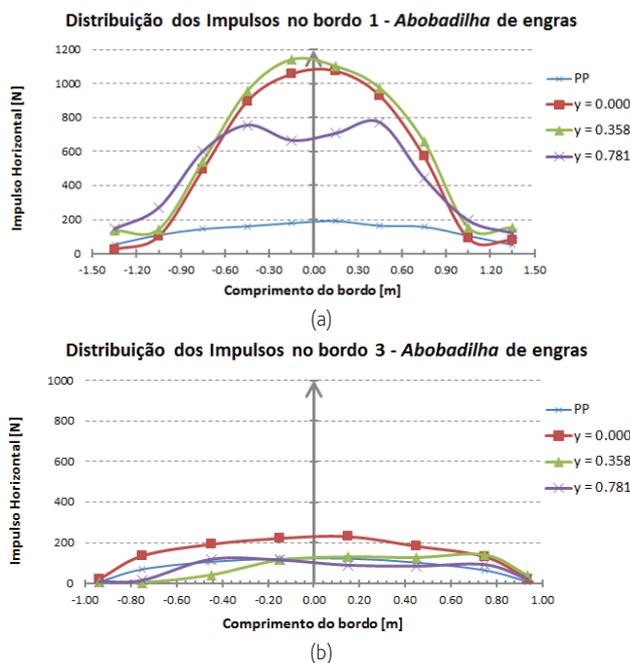


Figura 23 Distribuição dos impulsos na abobadilha de engras [2]: (a) Bordo paralelo à aplicação da carga; b) Bordo perpendicular à aplicação da carga

A distribuição dos impulsos na abobadilha cilíndrica é mais homogênea do que no caso anterior, embora exista um ligeiro aumento no centro do bordo (Figura 24)

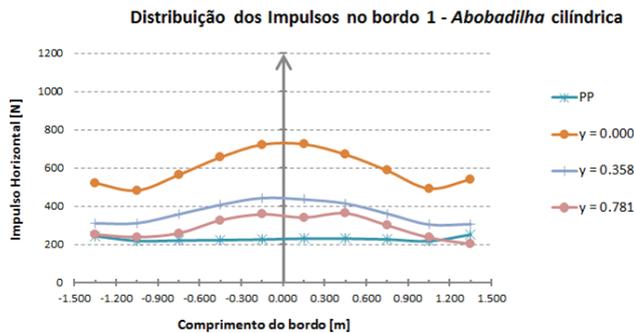


Figura 24 Distribuição dos impulsos na abobadilha cilíndrica [2]

5 Conclusões

A técnica construtiva abobadada de tijolo ao baixo, denominada em Portugal por abobadilha alentejana, encontra as suas raízes na mais remota Antiguidade e representa um avanço significativo na história da construção. Surge, como quase sempre acontece na história, dos ancestrais engenho, arte e capacidade do homem para adaptar as técnicas aos recursos disponíveis e resulta da evolução milenar que atravessou várias civilizações e geografias.

Mercê das suas inegáveis qualidades estruturais e arquitetónicas, e vantagens construtivas foi adotada por diversos arquitetos famosos que lhes proporcionaram um amplo reconhecimento e difusão generalizada.

Apesar de em Portugal se tratar duma técnica muito pouco estudada, trata-se duma solução construtiva com elevado potencial estrutural e arquitetónico, satisfazendo, simultaneamente, exigências de conforto e de sustentabilidade, como atestam vários estudos.

Urge, portanto, encará-la numa nova perspetiva, com vista à sua reutilização no âmbito de novos contextos construtivos, para além da sua natural aplicação na preservação do património arquitetónico.

Os ensaios recentemente realizados no Instituto Superior Técnico, descritos no presente artigo, constituem um primeiro impulso no sentido dum estudo mais aprofundado da versão portuguesa deste sistema tradicional de construção abobadada. Os resultados dos ensaios refletem a sua extraordinária capacidade resistente. O colapso ocorreu para uma situação de carga assimétrica (a situação de carga mais desfavorável), mas ainda assim de grande magnitude.

Apesar de algumas diferenças entre os modelos numéricos e experimental, como por exemplo o facto de não se ter considerado o enchimento nos primeiros ao invés do considerado no segundo, destaca-se a uniformidade global no que diz respeito aos resultados obtidos.

É imprescindível a continuação dos estudos agora apresentados e a realização doutros, com vista à definição de regras de dimensionamento e de estratégias de avaliação da resistência estrutural, não só com o intuito de estimar a segurança de construções existentes, mas também para proceder ao seu reforço e ao seu emprego em novas situações.

Agradecimentos

Os autores agradecem os estudos desenvolvidos por Jorge Santos, os quais muito contribuíram para a investigação realizada pelos autores, resumida no presente trabalho. O apoio do CERIS – Civil Engineering Research and Innovation for Sustainability e da FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia é também muito reconhecido pelos autores.

Referências

- [1] Rei, J.C.M.; Gago, A.M.C.S. – “Abobadilha alentejana: Características e processos construtivos”, *2.º Congresso Internacional de História da Construção Luso-Brasileira*, Porto, Portugal, 2016, Vol. I, p. 91-105.
- [2] Rei, J.C.M.; Gago, A.M.C.S.; Santos, J.M.M. - “Abobadilha alentejana, uma técnica de construção imemorial”, *5.ªs Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, Lisboa, Portugal, 2014, p. 1-16.
- [3] Nicolás, L. – *Arte y uso de arquitectura*, Juan Sánchez, Madrid, 1639.
- [4] Moya, L. – *Bóvedas tabicadas*, Dirección General de Arquitectura, Madrid, 1947.
- [5] Fortea, M.; Bernal, V. – *Bóvedas de ladrillo: proceso constructivo y análisis estructural de bóvedas de arista*, Editorial de los Oficios S.L., 2001.
- [6] Truño, A. – *Construcción de bóvedas tabicadas*, Instituto Juan de Herrera, Madrid, 2004.
- [7] López, D. – *Structural analysis of tile vaults: methods and variables*, Master Thesis, Universidade do Minho, Braga, 2013.
- [8] Martínez, E. – *La bóveda tabicada en España en el siglo XIX: la transformación de un sistema constructivo*, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, 2013.
- [9] Espie F. – *Manière de rendre toutes sortes d'édifices incombustibles ou Traité sur la Construction des Voutes, faites avec des briques et du plâtre*, Chez Duchesne, Paris, 1754.
- [10] Blondel, J.F.; Patte, P. – *Cours d'architecture civile*, Chez la Veuve Desaint, Paris, 1777.
- [11] Rondelet, J. – *Traité theorique et pratique de l'art du bâtir*, Chez M. A. Rondelet Fils, Paris, 1804.
- [12] Guarini, G.; – *Architettura civile*, Gianfresco Mairesse, Torino, 1737.
- [13] Valadier, G. – *L'architettura pratica dettata nella Scuola e Cattedra dell'insigne Accademia di S. Luca*, vol. IV, Roma, 1833.
- [14] Gulli, R.; Mochi G. – *Bóvedas tabicadas: architettura e costruzione*, CDP, Roma, 1995.
- [15] García, J.; González, M.; Losada, J.C. – “Arquitectura y construcción tabicada en torno a Eduardo Sacriste”, *Informes de la Construcción*, 2012, 64 (525), p. 35-50.
- [16] Araguas, P. – “L'église de san Martín de Belchite”, *Mélanges de la Casa de Velázquez*, 1986, 22, p. 85-109.
- [17] Araguas, P. – “L'acte de naissance de la Bóveda Tabicada ou le certificat de naturalisation de la «voûte catalane»”, *Bulletin Monumental*, 1998, 156 (2), p. 129-136.

- [18] Araguas, P. – “Voûte à la Roussillon”, *Butlletí de la Reial Acadèmia Catalana de Belles Arts de San Jordi*, 1999, 13, p. 173-185.
- [19] Araguas, P. – *Brique et architecture dans l’Espagne médiévale: Xlle-XVe siècle*, Casa Velásquez, Madrid, 2003.
- [20] Mochi, G. – “Elementos para una historia de la construcción tabicada”, *Las bóvedas de Guastavino en América*, Instituto Juan de Herrera, 1999, p. 113-146.
- [21] Collins, G. – “El paso de las cáscaras delgadas de fábrica desde España a América”, *Las bóvedas de Guastavino en América*, Instituto Juan de Herrera, 1999, p. 19-45.
- [22] Fortea, M. – *Origen de la bóveda tabicada*, Centro de Oficios de Zafra, Zafra, 2008.
- [23] Fortea, M. – “Origen de la bóveda tabicada”, *Actas del Sexto Congreso Nacional de Historia de la Construcción*, Valencia, España, 2009, p. 491-500.
- [24] Almagro, A. – “Un aspecto constructivo de las bóvedas en Al-Andalus”, *Al-Qantara*, 2001, 22, p. 147-170.
- [25] Almagro, A. – “Bóvedas tabicadas en la Cartuja de Granada: el final de un proceso evolutivo”, *Construyendo Bóvedas Tabicadas, Actas del Simposio Internacional sobre Bóvedas Tabicadas*, Valencia, España, (26-28/05), 47-59, 2011.
- [26] Gómez-Ferrer, M. – “Las bóvedas tabicadas en la arquitectura valenciana”, *Construyendo Bóvedas Tabicadas, Actas del Simposio Internacional sobre Bóvedas Tabicadas*, Valencia, España, 2011, p. 61-80.
- [27] Rei, J.C.M.; Gago, A.M.C.S. – “Arcos e pés-direitos: Regras de dimensionamento na tratadística”, *2.º Congresso Internacional de História da Construção Luso-Brasileira*, 2016, Vol. I, Porto, Portugal, p. 107-119.
- [28] Zaragoza, A.; Bernad, F. – “Otros góticos: Bóvedas de crucería con nervios de ladrillo aplanillado y de yeso, nervios curvos, claves de bayoneta, plementerías tabicadas, cubiertas planas y cubiertas inclinadas”, *Historia de la ciudad, IV Memoria urbana*, CTAV, 2005, p. 70-88.
- [29] Sánchez, R. – “Bóvedas de crucería con nervios prefabricados de yeso y de ladrillo aplanillado”, *Actas del Séptimo Congreso Nacional de Historia de la Construcción*, Santiago, España, 2011, p. 841-850.
- [30] Zaragoza, A. – “Hacia una historia de las bóvedas tabicadas”, *Construyendo Bóvedas Tabicadas, Actas del Simposio Internacional sobre Bóvedas Tabicadas*, Valencia, España, 2011, p. 11-45.
- [31] Zaragoza, A. – “A propósito de las bóvedas de crucería y otras bóvedas medievales”, *Anales de Historia del arte, Volumen Extraordinario*, Publicaciones Universidad Complutense de Madrid, 2009, p. 99-126.
- [32] Sánchez, R. – *Uso estructural de prefabricados de yeso en la arquitectura levantina de los siglos XV y XVI*, Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de València, 2014.
- [33] Bassegoda Nonell, J. – *La cerámica popular en la arquitectura gótica*, Ediciones de Nuevo Arte Thor, Barcelona, 1983.
- [34] Conejo, A. – “«Volta de rajola», «volta de maó pla» o «volta catalana»: reflexiones en torno a las bóvedas tabicadas en Cataluña durante los siglos del gótico”, *Construyendo Bóvedas Tabicadas, Actas del Simposio Internacional sobre Bóvedas Tabicadas*, Valencia, España, (26-28/05), 109-125, 2011.
- [35] Lemma, M. – *Dei tetti ammattonati*, Il Cardo Editore S.R.L., Venezia, 1996.
- [36] Viollet-le-Duc E. – *Dictionnaire raisonné de l’architecture française du XIe au XVIe siècle*, B. Bance, Paris, 1858.
- [37] <http://www.engineering-timelines.com/scripts/engineeringItem.asp?id=33>.
- [38] Gobbo, A. – *Volte in ferro e laterizio all’inizio del XX secolo – Tecnica costruttiva, casi di studio, diagnose e conservazione*, Dottorato di Ricerca, Politecnico de Milano, 2011.
- [39] Ochsendorf, J. – *Las bóvedas de Guastavino – El arte de la rasilla estructural*, Papersdoc, Ajuntament de Barcelona, 2014.
- [40] http://web.mit.edu/cron/Backup/project/guastavino/www/resources/resources_pat_ents.htm#.
- [41] Bassegoda Nonell, J. – “La construcción tradicional en la arquitectura de Gaudí”, *Informes de la Construcción*, 1990, 42 (408), p. 9-14.
- [42] Ramage, M.; Ochsendorf, J.; Rich, P. – “Sustainable Shells: New African vaults built with soil-cement tiles”, *Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium*, Valencia, España, 2009.
- [43] Block, P.; DeJong, M.; Lara, D.; Ochsendorf, J. – “Tile vaulted systems for low-cost construction in Africa”, *ATDF Journal*, 2010, 7 (1/2), p. 4-13.
- [44] Barberot, E. – *Tratado práctico de edificación*, Gustavo Gili, Barcelona, 1927.
- [45] <http://montecarlopremolados.com.br/produto/vigotas-de-concreto-ate-369m/>.
- [46] Fortea, M.; Bernal, V. – “Bóvedas tabicadas: Mitos”, *Actas del Quinto Congreso Nacional de Historia de la Construcción*, Burgos, España, 2007, p. 315-323.
- [47] Huerta, S. – *Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas en España, ca. 1500 – ca.1800*, Tesis doctoral, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, 1990.
- [48] Huerta, S. – *Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*, Instituto Juan de Herrera, Madrid, 2004.
- [49] Santos, J.M.M. – *Estudo Construtivo e Estrutural de Abobadas Alentejanas*, Dissertação de mestrado, Academia Militar e Instituto Superior Técnico, 2014.
- [50] Tomasoni, E. – *Le volte in muratura negli edifici storici: technique costruttive e comportamento strutturale*, Dottorato di Ricerca, Università degli Studi di Trento, 2008.
- [51] Huerta, S. – “The mechanics of timber vaults: a historical outline”, *Essays on the History of Mechanics*, 2003, p. 89-134.

Reforço estrutural de vigas de madeira com soluções de pré-esforço

Structural strengthening of timber beams with prestressing solutions

Lucas Corrêa C. de Lima
Alexandre A. Costa
Carlos F. Rodrigues

Resumo

A reabilitação, procurando a preservação do património e a minimização dos custos de intervenção, compreende, presentemente, o aproveitamento de pavimentos com estrutura de madeira. Contudo, estas estruturas nem sempre estão preparadas para cumprir os requisitos atuais sem intervenções de reforço estrutural. O presente trabalho tem como objetivo a conceção e a análise de soluções de reforço baseadas em elementos pré-esforçados, com vista ao aumento da capacidade de carga e à diminuição dos níveis de deformação de vigas de madeira. Apresenta-se o desenvolvimento de três propostas de reforço recorrendo a chapas, varões e cabos de aço pré-esforçados. Expõe-se o dimensionamento destas soluções com recurso à modelação numérica e apresentam-se os resultados dos ensaios experimentais. No cômputo geral, os sistemas de reforço apresentados tiveram um notável desempenho conferindo às vigas um aumento de capacidade de carga última até 286% e melhorando a capacidade de carga em estado limite de utilização até 886%.

Abstract

The rehabilitation of existing constructions has the maintenance of existing timber floors as a main goal nowadays, based on heritage preservation concerns and minimizing the overall costs of interventions. However, this maintenance is not always consistent with actual requirements without structural strengthening. In this context, this work has the objective of develop and test experimentally strengthening solutions making use of prestress forces, increasing the performance levels of timber elements in terms of load capacity and deformation levels. These strengthening solutions make use of steel sheets, steel rebars and steel cables. The proposals presented herein were designed making use of numerical modelling, implemented on real specimens, and tested under lab conditions. As main results, the proposed strengthening schemes presented a novel performance, increasing the load capacity up to 286% and upgrading the load capacity under serviceability limit states to 886% when compared with unstrengthened conditions.

Palavras-chave: Estruturas de madeira / Reforço estrutural / Pré-esforço / Análise por elementos finitos

Keywords: Timber structures / Structural strengthening / Prestress / Finite element analysis (FEA)

Lucas Corrêa C. de Lima

Mestre em Engenharia Civil
Instituto Superior de Engenharia do Porto
Porto, Portugal
englucaslima@hotmail.com

Alexandre A. Costa

Professor Adjunto Convidado
Instituto Superior de Engenharia do Porto, CONSTRUCT
Porto, Portugal
alc@isep.ipp.pt

Carlos F. Rodrigues

Professor Adjunto Convidado
Instituto Superior de Engenharia do Porto, CONSTRUCT
Porto, Portugal
cfg@isep.ipp.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

LIMA, Lucas [et al.] – Reforço estrutural de vigas de madeira com soluções de pré-esforço. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 6. ISSN 2183-8488. (março 2018) 41-52.

1 Introdução

Tendo em conta o cenário atual referente à manutenção e à reabilitação do edificado, deve ser realçada a importância da preservação das estruturas de madeira. Estas constituem uma das bases mais presentes nos edifícios históricos, materializando um número significativo de pisos e coberturas. Contudo, as atuais intervenções acarretam, não raras vezes, necessidades de melhoria estrutural para novas solicitações e novas exigências de utilização.

Alguns dos problemas mais comuns nas estruturas antigas de madeira estão relacionados com o envelhecimento e degradação dos materiais, colocando em risco a sua integridade, com a capacidade de carga incompatível com as novas solicitações e com os novos critérios de segurança, bem como com as deformações instaladas, ultrapassando o estado limite de utilização convencionado. Diante destas situações, pode ser possível a reparação e o reforço destas estruturas recorrendo a várias técnicas (p. ex., [1]). Entre estas, a utilização de pré-esforço como sistema de reforço estrutural torna-se interessante, podendo prover eficazmente a estrutura de novos níveis de segurança e de funcionalidade.

Em estudos acerca da utilização de pré-esforço em vigas de madeira, Lehmann [2] observou que vigas de madeira maciça reforçadas na sua face inferior com laminados de CFRP pré-esforçados obtiveram um aumento de capacidade de carga de 50% para o Estado Limite Último e de até 70% para o Estado Limite de Utilização. Seguindo a mesma vertente, Balseiro [3] realizou um estudo com vigas reforçadas com laminados de CFRP com e sem pré-esforço. Os resultados obtidos revelaram um incremento na capacidade de carga de 19% para as vigas simplesmente reforçadas e de 26% para as vigas com pré-esforço.

De Luca e Marano [4] realizaram um estudo comparativo entre vigas de madeira lamelada colada reforçadas com varões de aço de 10 mm nas faces superior e inferior, com e sem pré-esforço, solidarizadas à viga por meio de resina epóxi. A partir de ensaios experimentais, constatou-se que as vigas reforçadas com o varão na face superior e inferior sem pré-esforço obtiveram um incremento de 48,1% quanto à capacidade de carga e 43,8% quanto à ductilidade. Relativamente às soluções com pré-esforço, foi obtido um incremento de 40,2% quanto à capacidade de carga e 79,1% quanto à ductilidade.

No estudo desenvolvido por Bohannon [5], foi também avaliado o comportamento de vigas de madeira lamelada colada com cabos de aço pré-esforçados localizados na parte inferior, dentro das mesmas. As vigas foram divididas em cinco grupos com diferentes níveis de pré-esforço, de 11 MPa até 19 MPa. Após os ensaios, notou-se que as vigas com menor força de pré-esforço obtiveram melhor desempenho, sendo que os acréscimos de tensão adicionais não resultaram em efeitos benéficos.

Com base nesta informação, o presente trabalho aborda três métodos de reforço de vigas de madeira utilizando aço pré-esforçado. Os objetivos principais das soluções apresentadas visam aumentar a capacidade resistente das vigas reforçadas, bem como diminuir os deslocamentos verticais associados. A simplicidade e facilidade de implementação dos sistemas de reforço em situação real é também um dos aspetos perseguidos. Procuram-se soluções de reforço que colmatem conflitos de espaço físico e que acarretem o menor impacto possível do ponto de vista funcional e arquitetónico. Por último, refere-se que o material aqui apresentado é resultado de um

trabalho de investigação realizado no Laboratório de Estruturas do ISEP, tendo resultado já um trabalho publicado [6], pretendendo-se com o presente artigo complementar a informação divulgada.

2 Soluções de reforço pré-esforçadas concebidas e analisadas

Havendo a necessidade de um sistema de reforço para determinada estrutura, esse sistema deve ser idealizado de modo a que a sua instalação seja simples, sem necessidade de equipamentos muito específicos e, assim, possa resultar numa intervenção rápida e eficaz.

As três soluções de reforço propostas são baseadas na introdução de elementos de reforço pré-esforçados, em aço. As soluções incluem: i) o reforço com uma chapa metálica pré-esforçada na face inferior da viga (VCH); ii) o reforço com um varão de aço pré-esforçado (VV); e iii) o reforço com cabos de aço pré-esforçados (VC).

2.1 Reforço com chapa metálica pré-esforçada na face inferior

A Figura 1 apresenta o reforço de uma viga à flexão com uma chapa pré-esforçada. A técnica consiste na introdução de uma chapa metálica fixada à viga de madeira por meio de parafusos na face inferior. Promove-se a eficiência do reforço com o pré-esforço da chapa, passando a estrutura a trabalhar com níveis de tensão otimizados que permitem um maior aproveitamento da capacidade resistente da chapa e da madeira.

O procedimento de pré-esforço com as peças integradas numa estrutura é iniciado colocando-se a chapa na face inferior da viga sem ligação com a mesma. No faseamento da intervenção, é posicionado um macaco hidráulico no centro da chapa e, com o seu auxílio, aplica-se um deslocamento vertical na viga até ao nível de contraflecha desejado (Figura 1-a). Deve ser utilizada uma célula de carga ou equipamento equivalente para acompanhar a força introduzida na viga, de modo a não superar a tensão resistente da madeira. Na sequência, com o macaco hidráulico ainda em carga, é feita a ligação da chapa metálica à viga por meio de parafusos (Figura 1-b), sendo eles os responsáveis pela transmissão dos esforços transversos da viga para a chapa de aço. Finalizado o processo de

reforço, é recolhido o pistão do macaco hidráulico, e com isso a viga ao querer voltar à sua posição original acaba por solicitar a chapa, fazendo com que a mesma fique tracionada e origine o pré-esforço desejado (Figura 1-c).

O nível da força de pré-esforço a instalar na chapa pode ser quantificado a partir da modelação numérica da viga a reforçar. Por fases, deve ser avaliado o efeito da força externa máxima e a contraflecha na viga ainda sem reforço (fase I), o seu retorno para a viga reforçada depois de solidarizadas as peças (fase II) até ao estado limite último (fase III). Nas diferentes fases, devem ser controlados os níveis de tensão instalados na madeira e no aço.

Na fase de instalação do reforço, o nível da força de pré-esforço pode ser monitorizado a partir não só da medição da força de desvio do macaco hidráulico mas também da medição da contraflecha. O recurso a um modelo numérico calibrado corretamente com as propriedades físicas da viga de madeira e da chapa de aço deve permitir estimar a contraflecha necessária. O nível da força de pré-esforço pode ser validado com recurso a extensómetros instalados na chapa de reforço. Conhecida a área da chapa e o seu módulo de elasticidade, determina-se a força instalada a partir da variação da extensão média medida durante a transferência de cargas.

2.2 Reforço com varão inferior pré-esforçado

A técnica consiste na instalação de um varão de aço (A500, por exemplo) excêntrico na parte inferior da viga. A ligação entre o varão e a viga é implementada por uma peça metálica presa à viga por parafusos passantes. Concebida para este fim, a peça, para além de conferir a ancoragem, potencia o efeito do pré-esforço através de uma excentricidade controlada.

O pré-esforço é realizado através do aperto de porcas nas extremidades do varão previamente roscadas. O varão será tensionado até ao nível desejado e o respetivo esforço será transmitido para a peça de madeira, que irá reagir com uma contraflecha. Na Figura 2 é possível observar o esquema de montagem do reforço na viga de madeira.

O nível de pré-esforço instalado no varão pode ser monitorizado com recurso a extensómetros instalados no mesmo. As porcas devem ser apertadas até ao nível de tensão estabelecido pela modelação numérica.

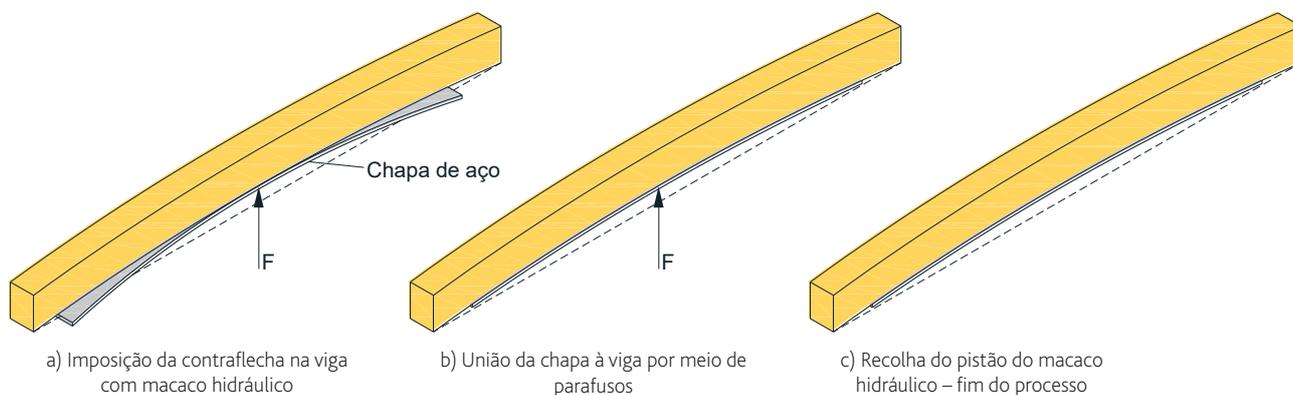


Figura 1 Reforço com pré-esforço da chapa metálica

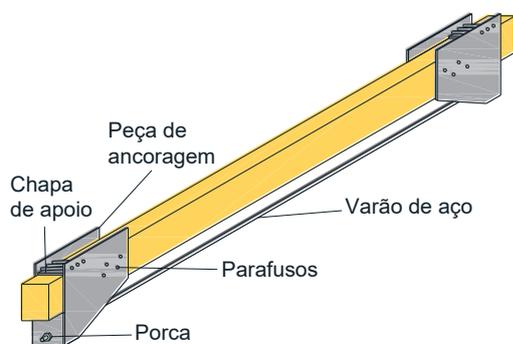


Figura 2 Reforço com varão de aço pré-esforçado

2.3 Reforço com cabos de aço pré-esforçados

O reforço com cabos de aço pré-esforçados é aqui baseado na instalação de dois cabos de aço ao longo da viga de madeira, seguindo um traçado trapezoidal. Os cabos são ancorados nas suas extremidades em parafusos de olhal, onde os mesmos são presos através de uma porca ancorada num perfil UPN instalado num corte na peça de madeira, garantindo assim a ancoragem e correta orientação dos cabos, conforme representação na Figura 3.

Após o posicionamento dos componentes de reforço, o pré-esforço é aplicado com o aperto das porcas inseridas no parafuso de olhal, fazendo com que o olhal se aproxime do perfil UPN e, por conseguinte, tracione o cabo de aço. O nível de pré-esforço instalado nos cabos pode ser obtido, por exemplo, através de extensômetros colados nos parafusos de olhal.

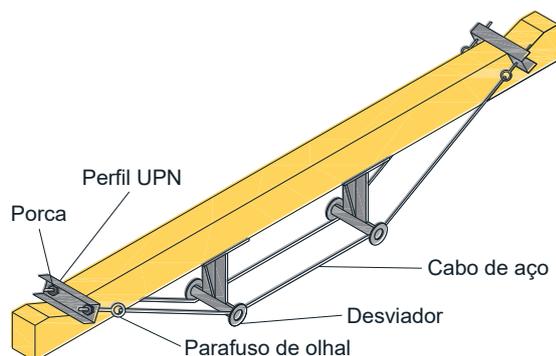


Figura 3 Esquema de reforço com cabos pré-esforçados

3 Modelação numérica das soluções de reforço

3.1 Objeto de estudo

A fim de se prever o comportamento de vigas de madeira com os elementos de reforço, dimensionar os elementos integrantes dos sistemas de reforço e obter as forças para imposição de contraflecha, recorreu-se a uma análise com auxílio de modelação numérica por meio da análise por elementos finitos, utilizando o software *Robot*

Structural Analysis Professional [7-8]. A modelação numérica é uma poderosa ferramenta para se controlar as tensões provocadas pelo pré-esforço, ainda mais quando a aplicação da força não é dada diretamente na viga, mas sim através de elementos de reforço, não havendo analiticamente um método de cálculo expedito.

É possível através da modelação ter em consideração os efeitos de segunda ordem, originados por deformações nos elementos sob ação de forças, que dão origem a não linearidades geométricas. Também é possível simular as etapas de instalação do reforço por fases, como a aplicação inicial de uma contraflecha por um macaco hidráulico, obtendo as tensões na viga, e posteriormente a instalação do reforço, obtendo através da modelação a força no elemento pré-esforçado.

Para a abordagem a seguir apresentada relativamente a uma aplicação prática, foram estimadas as propriedades da madeira envolvida na modelação por meio da análise experimental de vigas sem reforço [8]. A Tabela I resume as restantes propriedades adotadas nesta modelação para os casos de estudo seguidamente apresentados.

Tabela I Resumo de dados para a modelação

Classe de resistência da madeira:	C30
Discretização do modelo:	Painel com malha de elementos finitos de casca
Análise numérica	Não-linear, P-Delta
Força para a imposição do pré-esforço:	80% da resistência característica à flexão da madeira
Dimensões (cm ³):	8 × 11 × 210

Na sequência, é dado um exemplo de dimensionamento com base no sistema de reforço concebido em 2.1, utilizando uma chapa de aço pré-esforçada como elemento de reforço.

3.2 Exemplo de modelação de reforço com chapa de aço pré-esforçada

De forma geral, o ponto de partida para estabelecer a força de pré-esforço deve atender à tensão de resistência característica à flexão suportada pela madeira. A partir desse dado, é estabelecida a força de pré-esforço a ser aplicada na viga e feito o dimensionamento da secção de reforço. Neste caso, a madeira em questão de classe C30 possui uma resistência característica à flexão de 30 MPa. Por medida de segurança, foi adotada 80% da sua capacidade de resistência para atribuição do reforço, obtendo-se o valor de controlo de 24 MPa. Contudo, refere-se que este valor deverá ser ajustado em função dos resultados obtidos na inspeção visual realizada às peças de madeira, tal como realizado e apresentado em [8].

A discretização da viga no modelo numérico foi executada sendo a viga de madeira um painel com malha de elementos finitos de casca. O primeiro passo consiste em estabelecer a força de desvio e a contra-flecha, com base na tensão admissível da madeira. Neste

exemplo, na primeira fase, a viga e a chapa na face inferior, sem ligação entre si, são submetidas a uma força de 7,04 kN a meio do vão capaz de solicitar as fibras da madeira até a tensão de 24 MPa, conforme apresenado na Figura 4, fazendo com que a viga se deforme com 12,8 mm de contraflecha.

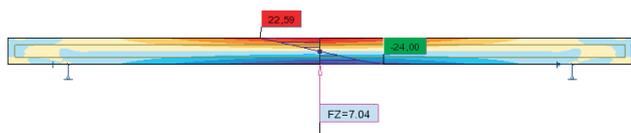


Figura 4 Aplicação de contraflecha na viga

Em seguida, no faseamento da modelação, com a geometria da viga deformada é feita a instalação dos parafusos para garantir a união da viga à chapa de aço, conforme ilustrado na Figura 5.

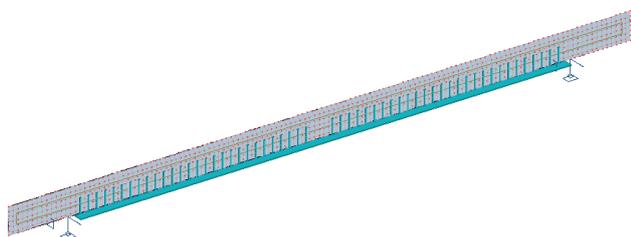


Figura 5 Discretização da viga reforçada por meio de chapa de aço

Após a simulação da colocação dos parafusos no modelo numérico, a força a meio-vão é retirada e a viga tende a retornar à posição original, solicitando a chapa de aço e assim é introduzido o pré-esforço da chapa com contraflecha da peça de madeira. O resultado final desta fase é a viga com uma contraflecha residual de 6,4 mm, e a chapa com uma tensão de pré-esforço de 128,77 MPa, conforme a Figura 6. Com base na tensão de pré-esforço, foi adotada uma chapa de aço S275 de secção $3 \times 80 \text{ mm}^2$ e 56 parafusos para a sua ancoragem.

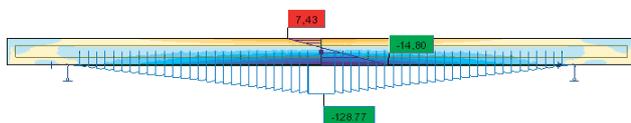


Figura 6 Viga de madeira com chapa de aço pré-esforçada

Generalizando, relativamente aos outros métodos de reforço, a modelação da viga de madeira segue os mesmos princípios do exemplo com a chapa de aço, mudando somente os elementos de reforço a serem instalados.

3.3 Modelação de reforço com varão inferior pré-esforçado

No caso do reforço com o varão inferior pré-esforçado, pode-se admitir uma simplificação no modelo relativamente às peças de ancoragem que servem de reação para aplicação do pré-esforço. Sendo assim, é admitido que o varão tem as extremidades fixas na viga de madeira por uma secção de aço com módulo de elasticidade

elevado, conforme representado na Figura 7. Realiza-se em separado a análise numérica das peças de ancoragem para dimensionamento das mesmas.

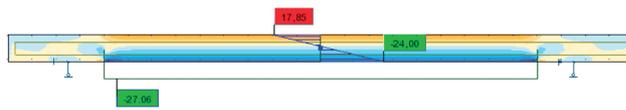


Figura 7 Tensão na viga resultante do pré-esforço do varão

Neste caso, concluiu-se que a força de tração a ser exercida no varão é de 27,06 kN, resultando numa contraflecha de 17,2 mm, comprimindo as fibras inferiores até à tensão de 24 MPa.

3.4 Modelação de reforço com cabos de aço pré-esforçados

Para a modelação do reforço com os cabos de aço pré-esforçados, os cabos foram ligados nas extremidades a elementos de ancoragem discretizados como barras de aço com módulo de elasticidade elevado, minimizando a deformação e levando em conta somente a deformação sofrida pelos cabos, que seguem em paralelo à viga e são afastados do seu eixo por desviadores, perfazendo o traçado trapezoidal, conforme Figura 8. As peças de ancoragem e desviadores foram modelados em separado de acordo com as solicitações estabelecidas na modelação da viga reforçada.

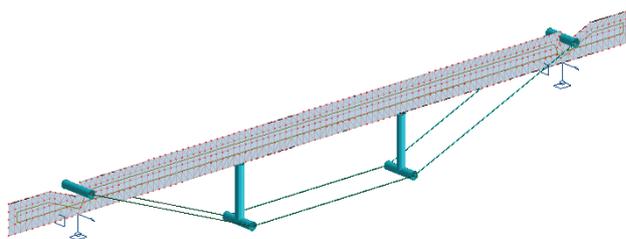


Figura 8 Modelação numérica da viga reforçada por cabos de aço pré-esforçados

Como resultado da modelação, o valor da força de pré-esforço necessária nos cabos para que o nível de tensão máxima na madeira não ultrapassasse 24 MPa foi estabelecido com uma força de 7,03 kN em cada cabo de aço, produzindo uma contraflecha de 15,2 mm.

3.5 Resultados da modelação numérica

Concluída a etapa de modelação numérica, pode-se comparar com base nos resultados obtidos a eficiência de cada tipo de reforço para uma madeira de classe de resistência C30, ilustrados na Tabela II, sendo um parâmetro importante para prever o comportamento real das vigas reforçadas nos ensaios experimentais.

Como se pode observar na Tabela II quanto menor a excentricidade, maior é a força de pré-esforço necessária. Porém, uma força maior de pré-esforço não implica necessariamente uma maior capacidade de carga. Conforme apresentado, o reforço com cabos de aço é o que menos força de pré-esforço implica, e mais carga suporta, estando esse desempenho associado não somente à força de

pré-esforço mas também à sua excentricidade. Outro fator que afeta o seu efeito é o posicionamento dos desviadores dos cabos, que neste caso estão imediatamente abaixo dos pontos de carga, encaminhando a mesma pelos cabos para os apoios, favorecendo a viga no troço central.

Tabela II Comparativo entre resultados da modelação numérica

Tipo de reforço	Excentricidade (cm)	Força de pré-esforço (kN)	Carga máxima (kN)
Varão inferior	12,5	27,06	22,26
Chapa de aço	5,7	30,90	24,34
Cabos de aço	25,5	7,03	42,20

4 Campanha experimental

A presente campanha experimental tem como objetivo a validação dos sistemas de reforço propostos, bem como avaliar a estratégia de dimensionamento apoiada na modelação numérica. A primeira série de vigas ensaiadas envolveu seis vigas de referência (VR), vigas sem reforço para efeito de comparação com as vigas reforçadas, servindo também para validação e calibração dos modelos numéricos [8].

Na segunda série de ensaios, foram submetidas à análise experimental as três técnicas de reforço envolvendo pré-esforço e já apresentadas na Secção 2. Para cada técnica, foram ensaiados dois modelos de vigas com características geométricas idênticas.

Com o objetivo de monitorizar os deslocamentos e as forças atuantes nas vigas durante todo o processo de aplicação do pré-esforço e durante o ensaio a flexão, para além da célula de carga do atuador, foram instalados, nas vigas, três LVDTs espaçados entre si de 52 cm (L/4), conforme representado na Figura 9, e extensómetros elétricos de resistência (*strain gauges*) nos elementos de reforço.

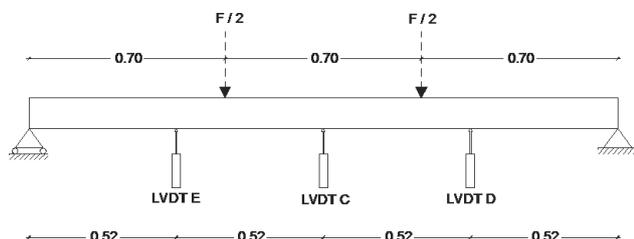


Figura 9 Representação da posição dos LVDTs ao longo da viga

De forma a agregar outra informação relevante para a análise dos resultados, foi utilizada uma câmara termográfica para recolher diferenças de temperatura na superfície das vigas e dos elementos de reforço, servindo de auxílio na tentativa de identificar pontos mais solicitados e zonas mais frágeis, como potenciais pontos de rotura da peça.

4.1 Classificação visual das vigas de madeira

Antes da atribuição do tipo de reforço a ser instalado em cada viga, foi especialmente importante submeter os provetes a uma inspeção visual, a fim de determinar a classe de qualidade da madeira.

No caso deste estudo, a madeira utilizada foi da espécie Pinho Bravo, seguindo-se a respetiva norma para classificação visual NP 4305 [9]. São atribuídas duas classes de qualidade para a viga de madeira, classe "EE" (especial para estruturas) e classe "E" (estruturas). A classe de resistência é atribuída de acordo com a classe de qualidade, atendendo à correlação estabelecida na norma NP EN 1912 [10].

Foram utilizadas seis vigas de madeira nos ensaios realizados, duas por cada sistema de reforço. De modo geral, as vigas tiveram uma classificação de qualidade intermédia, com provetes acima e abaixo da média. Na Tabela III resume-se a classificação quanto à classe de qualidade e resistência das vigas a serem reforçadas, oferecendo maior critério de comparação para possíveis diferenças de desempenho das vigas ensaiadas com o mesmo sistema de reforço.

Tabela III Classificação da qualidade e resistência das vigas a serem reforçadas

Sistema de reforço pré-esforçado	Nomenclatura das vigas	Classe de qualidade (NP 4305)	Classe de resistência (NP EN 1912)
Chapa de aço	VCH1	E	C18
	VCH2	EE	C35
Varão de aço	VV1	E	C18
	VV2	E	C18
Cabos de aço	VC1	Reprovada	–
	VC2	E	C18

A viga VC1 foi reprovada para uso estrutural devido à taxa de crescimento e deformação excessiva de arco de canto. Das duas causas de reprovação, uma delas foi corrigida pelo pré-esforço, o arco de canto. Porém, mesmo assim a viga continua reprovada pela norma de classificação visual NP 4305 devido à sua taxa de crescimento. Por se tratar de um ensaio controlado em laboratório, mesmo reprovada, a viga foi utilizada como candidata a receber um sistema de reforço.

Além disso, um dos objetivos da utilização do reforço recorrendo às peças metálicas passou também por avaliar a influência que a qualidade da madeira poderia ter no resultado final obtido. Como será observado posteriormente na Secção 5, as diferenças observadas não refletem diferentes resultados obtidos em fase de classificação visual, mas sim o desempenho do próprio sistema de reforço.

4.2 Vigas reforçadas com chapa de aço pré-esforçada

4.2.1 Pré-esforço da chapa de aço

Para iniciar o processo de pré-esforço, o primeiro passo envolveu a imposição de uma contraflecha à viga. Com o atuador, foi aplicada uma carga de 7,04 kN estabelecida na modelação numérica sobre a chapa metálica de secção $80 \times 3 \text{ mm}^2$. Nesta fase, a chapa não tinha qualquer tipo de ligação mecânica com a viga, sendo que a mesma se deformava livremente sem solidarização com a chapa, conforme ilustra a Figura 10.



Figura 10 Imposição de força para contraflecha nos modelos VCH1 e VCH2

Seguidamente, manteve-se a posição do atuador (mantendo a força instalada) e deu-se início à fixação da chapa com a viga através de 56 parafusos HBS $8 \times 100 \text{ mm}$, dimensionados para o esforço transversal longitudinal. O nível de tensão de pré-esforço instalado na chapa foi acompanhado por meio dos extensômetros instalados na chapa.

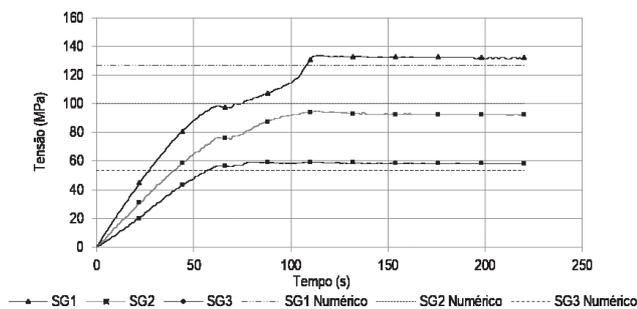


Figura 11 Nível de tensão instalada na chapa pelo pré-esforço no modelo VCH1

A Figura 11 representa o nível de tensão nos três pontos de leitura previamente estabelecidos para a viga VCH1, desde o instante de tempo zero onde o atuador começa a ser recolhido, até à descarga total da viga, onde o pré-esforço já está instalado na chapa. Esta tensão foi estimada a partir dos três extensômetros (SGi) instalados diretamente na chapa de reforço. Conforme mostra a figura, obteve-se uma boa aproximação entre o modelo numérico e o modelo real.

A Tabela IV faz a comparação entre os valores calculados pela modelação numérica e os experimentais, para o nível de tensão instalado na chapa na fase de pré-esforço da viga VCH1. De referir que para a viga VCH2 foram obtidos valores semelhantes.

Tabela IV Comparação do nível de tensão instalada na chapa na fase de pré-esforço do provete VCH1

Extensômetros	X (m)	Modelação numérica (MPa)	Experimental (MPa)	Erro ¹ (%)
SG1	0,94	127,07	131,68	3,63
SG2	0,73	99,99	92,68	7,31
SG3	0,44	53,75	58,00	7,91

X: Distância do bordo da chapa ao extensômetro (*strain-gauge*, SGi).

¹ Diferença percentual entre valor numérico e experimental.

4.2.2 Ensaio à flexão

Com o processo de pré-esforço finalizado, a viga foi invertida com a face dos parafusos para baixo e o ensaio à flexão foi iniciado. A rotura das vigas VCH1 e VCH2 ocorreu de forma semelhante, por esgotamento da capacidade resistente da madeira à tração nas fibras inferiores. A chapa de aço e os parafusos permaneceram sem danos, conforme apresentado na Figura 12, mas com plastificação da chapa metálica, identificada através da termografia. De referir que se obteve um modo de rotura dúctil, potenciado pela ligação entre a chapa e a madeira, que não permitiu a rotura frágil da peça de madeira.

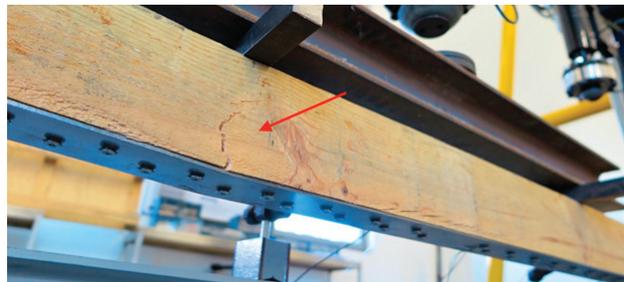
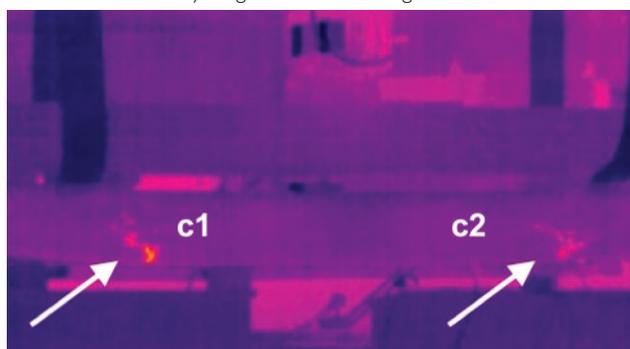


Figura 12 Rotura do modelo VCH2

Apresenta-se, na Figura 13, a imagem da câmara termográfica no instante da rotura da viga VCH2, onde foi possível identificar através da termografia que a rotura da viga VCH2 se deu simultaneamente em dois pontos, c1 e c2, localizados abaixo do ponto de aplicação da carga. Ambos os pontos de rotura eram livres de nós e imperfeições nas fibras, sendo que a rotura foi dada por esgotamento da capacidade resistente da madeira à tração nas fibras inferiores.



a) Imagem da câmara fotográfica



b) Imagem da câmara termográfica

Figura 13 Pontos da rotura simultânea da viga VCH2

4.3 Vigas reforçadas com varão de aço pré-esforçado

4.3.1 Aplicação de pré-esforço no varão

Após a preparação da viga com os elementos de reforço, foi iniciada a fase de pré-esforço no varão, tendo-se utilizado um varão de 10 mm de diâmetro em aço A500, para o efeito. Para a aplicação do pré-esforço, foi necessário o aperto das porcas nas duas extremidades do varão, fazendo uso de uma chave dinamométrica, de modo que o mesmo fosse tensionado de forma equilibrada e controlada.

Todo o processo de pré-esforço foi monitorizado tanto por LVDTs (para que a operação não superasse a flecha máxima pre-estabelecida em fase de modelação numérica por segurança), como por extensómetros, com o objetivo de instalar no varão o nível de tensão estabelecido pela modelação numérica. Na Figura 14, é possível observar o sistema de reforço já instalado, notando-se a contraflecha da viga devido ao pré-esforço.

A Figura 15 representa o processo de aplicação do pré-esforço com a chave dinamométrica vs. deslocamento vertical a meio-vão da viga. Devido ao efeito de aperto com chave dinamométrica, é possível notar alguns desvios devidos ao aperto manual das porcas, originando os picos no gráfico. Contudo, o ponto objetivo

é o deslocamento final vs. força instalada, demonstrando uma boa correlação com os valores obtidos através do modelo numérico.

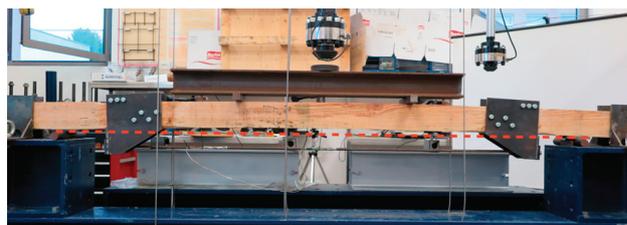


Figura 14 Viga VV1 com sistema de reforço instalado

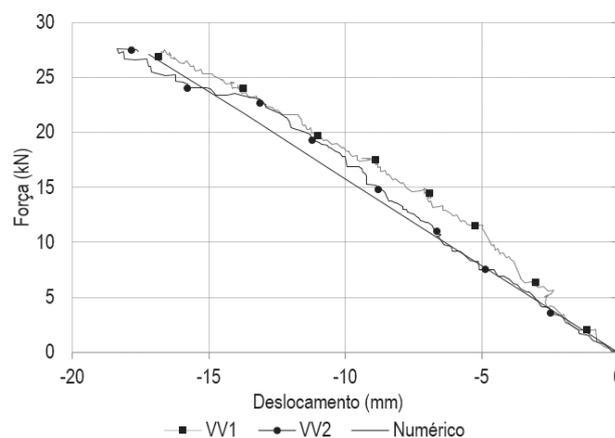


Figura 15 Força de pré-esforço no varão vs. deslocamento

É possível também observar uma boa correlação entre a rigidez do modelo numérico e a do modelo experimental durante a fase de pré-esforço, apresentando ligeiras diferenças como é resumido na Tabela V.

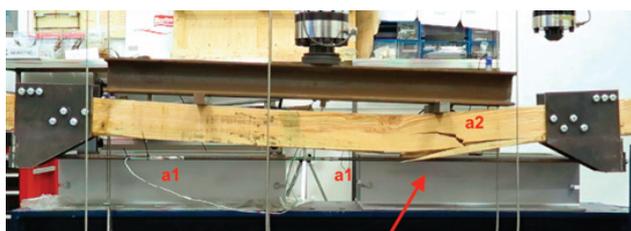
Tabela V Resumo de forças e deslocamentos na fase de pré-esforço das vigas VV1 e VV2

Força/ Deslocamento	Numérico	VV1	DP1 (%)	VV2	Erro ¹ (%)
Força de pré-esforço (kN)	27,06	27,8	2,7	27,7	2,4
Deslocamento (mm)	-17,2	-16,8	2,3	-18,3	6,4

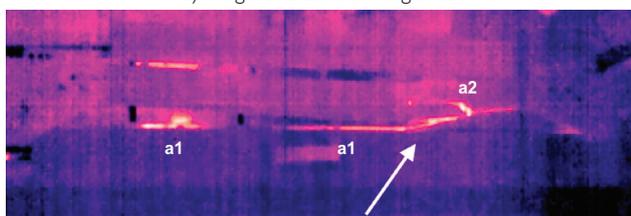
¹ Diferença percentual entre valor numérico e experimental

4.3.2 Ensaio à flexão

A rotura dos modelos VV1 e VV2 foi dada junto aos nós das vigas localizados entre os LVDTs C e D, que culminou no desprendimento das fibras da madeira na face inferior, com entrada em cedência do varão de aço. A partir das imagens da câmara termográfica, pode-se observar o pormenor da cedência do varão A500 registada nos pontos a1 e rotura da viga VV2 no ponto a2 da Figura 16-b.



a) Imagem da câmara fotográfica



b) Imagem da câmara termográfica

Figura 16 Rotura da viga VV2

Particularmente, no caso dos modelos reforçados com o varão pré-esforçado, tem-se o efeito da não-linearidade geométrica mais evidente, por conta da redução da excentricidade do pré-esforço devido à aplicação de carga, pois não há nenhum afastador que garanta a mesma excentricidade do início ao fim do ensaio com a aplicação da carga. Ao deformar-se, a viga aproxima-se cada vez mais do varão, perdendo parte do efeito do pré-esforço.

4.4 Vigas reforçadas com cabos de aço pré-esforçados

4.4.1 Aplicação do pré-esforço

Após a preparação da viga com os elementos de reforço, foram utilizados cabos de aço $\varnothing 8 \text{ mm } 6 \times 19$ com tensão última de 1960 MPa. Para a aplicação do pré-esforço, foi necessário o aperto das porcas na extremidade dos parafusos de olhal M12 com o uso de uma chave dinamométrica, fazendo com que os cabos, ligados aos parafusos, fossem tensionados.

O aperto das porcas foi dado em fases, baseado nos valores obtidos na monitorização dos extensómetros colocados nos olhais, procurando iguais níveis de tensão em ambos os cabos. Tal como no caso anterior, foi controlado também o nível de contraflecha induzida a meio vão da viga. A Figura 17 representa a viga pré-esforçada e a contraflecha resultante desse processo.

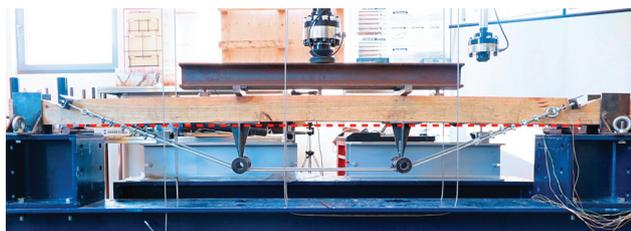


Figura 17 Viga VC1 com pré-esforço instalado

4.4.2 Ensaio à flexão

A rotura das vigas ocorreu pelo esgotamento da capacidade à tração do parafuso de olhal na ancoragem ativa, que, quando rompeu, acabou por libertar o cabo pré-esforçado. Após a rotura do olhal, a carga que antes era sustentada pelo cabo foi desviada para a viga que, não suportando a nova força, rompeu imediatamente. Esse resultado final é ilustrado na Figura 18.

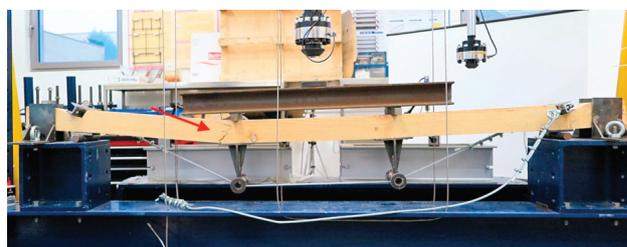
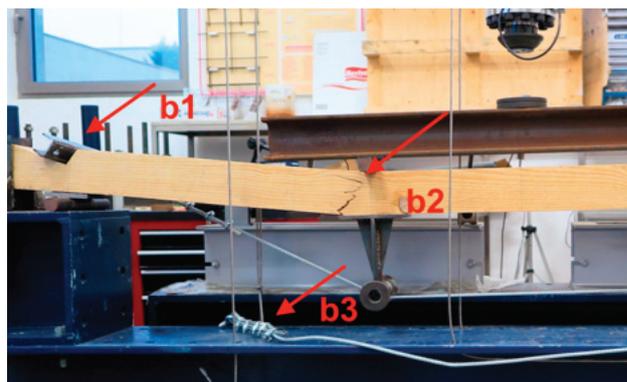
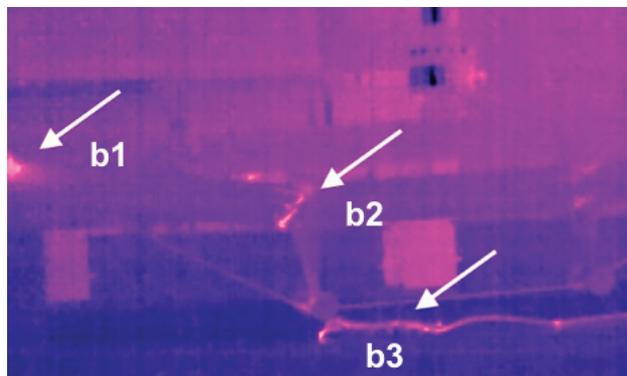


Figura 18 Rotura da viga VC2

A partir da imagem da câmara termográfica, na Figura 19, pode ser observado: o local de apoio do parafuso de olhal partido, indicando dissipação de calor no ponto b1; a rotura da viga VC2 no ponto b2; e o cabo de aço com o olhal partido na extremidade no ponto b3 da viga.



a) Imagem da câmara fotográfica



b) Imagem da câmara termográfica

Figura 19 Rotura da viga VC2

5 Análise comparativa dos resultados

Na Figura 20, apresenta-se a sobreposição dos resultados experimentais relativos a todas as vigas ensaiadas reforçadas, na forma deslocamento vertical (meio-vão) vs. carga total instalada. Inclui-se ainda o resultado de uma viga representativa da série de referência, por ter valores intermédios desta série, para efeito de comparação.

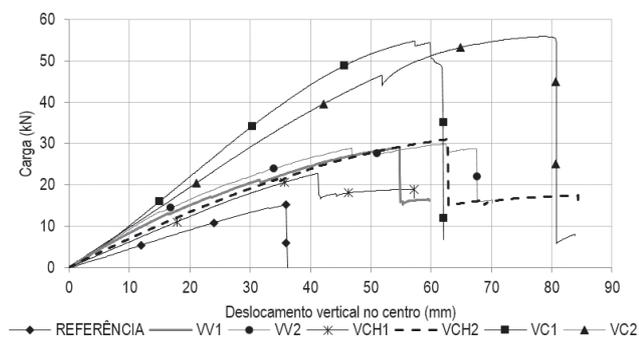


Figura 20 Diagramas de força versus deslocamento vertical a meio-vão das vigas reforçadas e de uma viga de referência

A partir do gráfico, é possível verificar que o sistema de reforço com cabos de aço (VC) conduziu a um aumento significativo da capacidade de carga da viga quando comparado com os outros dois sistemas de reforço. A seguir, aparecem os modelos reforçados com o varão (VV) e com a chapa de aço (VCH). Todas as vigas reforçadas superaram os resultados representativos da série de referência.

A Tabela VI expressa as cargas máximas de rotura das vigas reforçadas e o respetivo acréscimo de carga proporcionado pelos sistemas de reforço. Como referência, foi adotada a média das vigas da série sem reforço.

Tabela VI Acréscimo de carga proporcionado pelos sistemas de reforço

Tipo de reforço	Série	Carga de rotura (kN)	Acréscimo de carga (%)
Sem reforço	VR	14,47	–
Chapa de aço	VCH1	22,75	57
	VCH2	31,00	114
Varão de aço	VV1	29,03	101
	VV2	29,86	106
Cabos de aço	VC1	54,80	279
	VC2	55,89	286

Observa-se uma diferença significativa no resultado de duas vigas para o mesmo sistema de reforço, correspondente à chapa de aço

(VCH1 e VCH2). Como mencionado anteriormente em 4.1, a viga VCH1 foi classificada como classe “E” devido a vários fatores, entre eles a presença massiva de nós ao longo da viga, com destaque para um grupo na linha de aplicação da carga nas fibras mais solicitadas à tração, onde se deu a rotura. O sistema de reforço com a chapa de aço foi escolhido para a VCH1 justamente para que a chapa e os parafusos pudessem ajudar no desempenho da viga à tração por conta dos nós, de forma a promover algum enrijecimento aos mesmos. Já a viga VCH2 era um dos provetes mais bem avaliados entre todos, tendo obtido classe “EE”, com a zona central da viga isenta de nós ou imperfeições, e obteve um desempenho superior. Contudo, a rigidez observada em ambos os modelos foi bastante semelhante.

Outro resultado relevante remete para o desempenho da viga VC1, que foi reprovada para uso estrutural conforme exposto em 4.1. Apesar da reprovação, o sistema de reforço foi extremamente benéfico à viga, fazendo-a alcançar um carregamento de mais de 50 kN com deformação inferior à viga VC2 de classe E.

Relativamente à rigidez proporcionada por cada sistema de reforço, foi determinado, para efeito comparativo, um parâmetro “k”, que relaciona a força com a deformação instantânea. De forma a obter uma leitura da fase elástica da viga, sem interferência do início do carregamento e da fase final, onde a própria viga ou os elementos de reforço já possam estar plastificados, tomou-se como intervalo de avaliação entre 10% e 40% da força máxima obtida pelo sistema, em conjunto com as deformações instantâneas em ambos os carregamentos.

Na Tabela VII, é apresentado o parâmetro “k”, servindo como medida para avaliação genérica da rigidez de cada viga, sem levar em conta mudanças da mesma ocorridas no decorrer do ensaio.

Tabela VII Acréscimo de rigidez proporcionada pelos sistemas de reforço

Vigas	F 40% – F 10% (kN)	D 40% – D 10% (mm)	k	Aumento percentual (%)
VR	4,34	8,85	0,49	–
VCH1	6,83	11,13	0,61	25
VCH2	9,30	14,07	0,66	35
VV1	8,71	11,10	0,78	60
VV2	8,96	9,81	0,91	86
VC1	16,44	14,17	1,16	137
VC2	16,77	17,44	0,96	96

Verificou-se que os sistemas de reforço aumentaram a rigidez das vigas, no mínimo, 25%. Atingiu-se até 137% de aumento nas vigas com o sistema de reforço com cabos de aço (VC), até 86% nas vigas reforçadas com varão (VV) e, por último, até 35% nas vigas reforçadas com chapa (VCH).

Complementarmente ao objetivo do acréscimo de carga, pretendeu-se comparar o desempenho das diferentes soluções perante o objetivo de obter os menores deslocamentos verticais. Para avaliar e comparar o desempenho dos modelos reforçados, foram analisadas as cargas verificadas no instante onde se atingiu o valor de flecha limite instantânea, correspondente ao Estado Limite de Utilização. No caso do ensaio, esse valor é de 7,00 mm, equivalente ao resultado de $l/300$, de acordo com o Eurocódigo 5 [11].

Na Tabela VIII, tem-se o valor limite de flecha instantânea imposta (W_{inst}) subtraído da contraflecha (W_c), ou seja, $W_{inst} - W_c$, em conjunto com o valor da carga instantânea.

Tabela VIII Carga instantânea ao atingir o valor limite de flecha instantânea

Série	Ref.	Chapa de aço		Varão de aço		Cabos de aço	
		VCH1	VCH2	VV1	VV2	VC1	VC2
W_{inst} (mm)				7,00			
W_c (mm)	0	-6,9	-7,05	-16,8	-18,3	-20,3	-20,4
$W_{inst} - W_c$ (mm)	7,00	13,9	14,05	23,8	25,3	27,3	27,4
Carga instantânea (kN)	3,12	8,67	9,66	17,04	19,65	30,73	26,69

Todos os sistemas de reforço diminuíram significativamente o deslocamento vertical até à flecha limite instantânea. De modo geral, a carga associada à flecha limite instantânea teve um acréscimo de até 210% na série VCH, até 530% na série VV, e até 885% na série VC, em comparação com as vigas da série referência.

6 Conclusões

Em termos gerais, foi notável o efeito positivo do reforço. Em comparação com as vigas sem reforço, assinalam-se significativas melhorias tanto na parte da resistência última quanto na redução dos deslocamentos. Entre os modos de rotura observados, houve um aumento significativo na ductilidade com o reforço por meio da chapa de aço, contra o modo de rotura frágil das vigas sem reforço. Conclui-se que os três sistemas de reforço com soluções pré-esforçadas analisados cumpriram os objetivos propostos inicialmente, com um acréscimo expressivo tanto na capacidade de carga, como na capacidade de assumir maiores valores de carga para o mesmo valor de flecha limite, aumentando a eficiência da estrutura no Estado Limite de Utilização. O pré-esforço foi fundamental para atingir ambos os objetivos, fazendo com que os materiais que receberam o pré-esforço pudessem ter um aproveitamento superior até a rotura.

De modo geral, a modelação numérica teve um papel essencial na fase de projeto, na conceção e dimensionamento dos elementos de ancoragem para os reforços e também para determinar as cargas de pré-esforço a serem impostas nas vigas.

Agradecimentos

Os autores deste trabalho expressam o seu agradecimento ao Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP) pelas condições reunidas para a realização dos ensaios laboratoriais, assim como ao Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção do ISEP, pelo seu contributo com a utilização da câmara termográfica. Os autores agradecem ainda à Rothoblaas pela cedência das soluções de fixação utilizadas na execução dos reforços e à CS Construtora. Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457-CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P. Os autores agradecem também aos dois revisores anónimos, ajudando desta forma a melhorar significativamente o trabalho final apresentado.

Referências

- [1] Branco, J. M. – *Reforço de elementos existentes de madeira*. Seminário Intervir em construções existentes de madeira, 71–86, Guimarães, Portugal, 2014.
- [2] Lehmann, M. – *Investigations of the load bearing behaviour of timber bending beams reinforced using prestressed CFRP lamellas*. Tese de Doutoramento, Bauhaus University, 2015.
- [3] Balseiro, A. M. R. – *Reforço e reabilitação de vigas de madeira por pré-esforço com laminados FRP*. Tese de Doutoramento, Universidade do Porto, 2007.
- [4] De Luca, V.; Marano, C. – *Prestressed glulam timbers reinforced with steel bars*. *Construction and Building Materials*, Vol. 30, p. 206–217, 2012. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2011.11.016
- [5] Bohannon, B. – *Prestressed Laminated Wood Beams*. Madison: Forest Service, Forest Product Laboratory, 1964.
- [6] Lima, L.C., Costa, A.A., Rodrigues, C.F. [2018] – *On the use of prestress for structural strengthening of timber beams: assessment with numerical support and experimental validation*, *International Journal of Architectural Heritage*, (IN PRESS). DOI:10.1080/15583058.2018.1442526
- [7] Autodesk® Robot™ – Structural Analysis Professional.
- [8] Lima, L.C. – *Reforço estrutural de vigas de madeira apoiado em soluções de pré-esforço*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2016.
- [9] NP 4305. – *Madeira Serrada de Pinheiro Bravo para Estruturas. Classificação Visual*. Instituto Português da Qualidade, 1995.
- [10] NP EN 1912 – *Madeira para Estruturas. Classes de Resistência. Atribuição de Classes de Qualidade e Espécies*. Instituto Português da Qualidade, 2003.
- [11] ENV 1995-1-1:2004 – Eurocode 5: *Design of timber structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Comité Europeu de Normalização (CEN), 2004.

Projeto ótimo de pilares geométricos em concreto de alta resistência segundo ABNT NBR 6118:2014

Optimum design of high strength concrete columns according to ABNT NBR 6118:2014

Elcio Cassimiro Alves
Paula Mayer dos Santos de Souza

Resumo

O dimensionamento de pilares de concreto armado é, em geral, baseado na experiência do projetista, que analisa as cargas a que estão submetidos e define uma seção que seja capaz de resistir aos esforços solicitantes e de atender às especificações da normalização vigente. Este artigo objetiva apresentar a formulação e os critérios definidos pela ABNT NBR 6118:2014 para o dimensionamento de pilares de concreto armado, retangulares e circulares, com resistências acima de 50 MPa e definir a geometria otimizada, a mais econômica, entre as inúmeras capazes de resistir ao carregamento existente. A otimização foi realizada no software Matlab, pelo método dos pontos interiores. Serão analisados exemplos numéricos de modo a verificar a viabilidade da utilização de pilares com concreto de alta resistência na obtenção da seção mais econômica. Dessa forma, percebeu-se que pilares com essa resistência são indicados quando há imposição de dimensões ou necessidade de redução de seções.

Abstract

The design of reinforced concrete columns is generally based on the experience of the designer, who analyzes the loads to which they are subjected and defines a section that is capable of resisting the requesting loads and of meeting the specifications of the current normalization. This article aims to present the formulation and the criteria defined by ABNT NBR 6118: 2014 for the design of reinforced concrete, having rectangular or circular cross section, with strength above 50 MPa and to define the optimized geometry, the most economical among the many capable of resisting to the existing load. The optimization was performed in the Matlab software, using the interior points method. Numerical examples will be analyzed in order to verify the viability of the use of columns with high strength concrete in obtaining the most economical section. In this way, it was realized that columns with this resistance are indicated when there is imposition of dimensions or need to reduce sections.

Palavras-chave: Pilares / Ótimo / Concreto / Alta resistência

Keywords: Columns / Optimum / Concrete / High strength

Elcio Cassimiro Alves

Doutor, Engenharia e Tecnologias Espaciais
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES – Brasil
elcio.calves1@gmail.com

Paula Mayer dos Santos de Souza

Mestranda em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES – Brasil
pmssouza@gmail.com

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

ALVES, Elcio – Projeto ótimo de pilares geométricos em concreto de alta resistência segundo ABNT NBR 6118:2014 **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 6. ISSN 2183--8488. (março 2018) 53-66.

1 Introdução

O dimensionamento de estruturas de concreto armado é, em geral, baseado na experiência do projetista, que faz o lançamento inicial dos pilares, analisa as cargas a que estão submetidos e então atualiza as dimensões de modo que a seção seja capaz de resistir aos esforços solicitantes e de atender às especificações da normalização vigente.

Os avanços tecnológicos e as pesquisas possibilitaram a obtenção de concretos com resistência característica elevada. Assim, foram necessárias adaptações às normalizações vigentes de modo que definissem critérios para a utilização e o dimensionamento de estruturas com esses concretos de elevada resistência.

Técnicas de otimização podem ser inseridas em programas computacionais que realizam cálculos iterativos, que atualizam os valores das variáveis até encontrar o custo mínimo para o pilar. Neste cálculo devem ser verificados os critérios e exigências definidos pelas normas de dimensionamento a fim de que seja definida uma estrutura segura. Este artigo está baseado na normalização atual que determina os procedimentos para o projeto de estruturas de concreto, a ABNT NBR 6118:2014. Assim, utiliza as propriedades dos materiais, as hipóteses básicas do dimensionamento, as restrições (valores máximos e mínimos exigidos) e o método do pilar-padrão com curvatura aproximada para o cálculo dos efeitos de segunda ordem, conforme definidos pela norma para o dimensionamento dos pilares.

O dimensionamento de pilares vem sendo estudado ao longo dos anos, bem como a utilização da otimização para esta finalidade. Dentre os trabalhos mais recentes, pode-se destacar Sias e Alves (2014), Sias (2014), Pires e Silva (2014), Moraes (2013), Franco (2010) e Miranda (2008), que apresentam estudos sobre dimensionamento exato e dimensionamento aproximado de pilares de seção retangular levando em consideração os efeitos de segunda ordem. Smaniotto (2005) apresenta um estudo sobre o cálculo automático de pilares submetidos a flexão composta. Rodrigues Júnior (2005) apresenta um estudo sobre análise de sensibilidade e otimização de pilares em edifícios altos, limitando o problema a seções retangulares. Sias e Alves (2014) e (2015) estudam o problema de otimização para pilares com esbeltez menor que 90 e concreto com resistência até 50 MPa para seções retangulares e circulares e apontam a viabilidade na redução de custos quando implementado o problema de otimização. Souza e Alves (2016) abordam o projeto otimizado de pilares de concreto armado considerando concreto de alta resistência e verificaram que o aumento desta resistência pode reduzir o custo final dos pilares. Pires e Silva (2014), entretanto, reuniram os dois temas, abordando o dimensionamento otimizado de pilares esbeltos, porém não levando em consideração a resistência do concreto que é, ainda, um assunto pouco explorado para concretos de até 50 MPa. Alves *et al.* (2017) apresentam um estudo sobre dimensionamento de pilares esbeltos levando em consideração concreto com resistência acima de 50 MPa, apontando a viabilidade da implementação do problema de otimização para pilares esbeltos. Bordignon e Kripka (2012) apresentam um estudo sobre dimensionamento ótimo de pilares sujeitos a flexão composta para concreto até 50 MPa utilizando o método do recozimento simulado e compararam neste estudo a viabilidade de usar métodos discretos de otimização com

outros métodos. Kripka *et al.* (2016) apresentam um estudo sobre otimização topológica de pórticos de concreto armado limitando as seções e apontam que a solução ótima para os problemas estudados é similar para o problema aplicado na prática.

O presente trabalho tem por objetivo apresentar a formulação do problema de otimização bem como a aplicação desta formulação para pilares geométricos em concreto de alta resistência. A partir dos exemplos analisados pode-se verificar que a formulação do problema de otimização é aplicada para diferentes geometrias e que um dimensionamento com um menor custo pode ser obtido ao aplicar a ferramenta desenvolvida.

O programa foi desenvolvido na plataforma do Matlab 2013, utilizando a ferramenta *Guide*, e o algoritmo de programação quadrática sequencial do pacote da função *fmincon* foi utilizado para obter a solução do problema de otimização implementado.

2 Dimensionamento de pilares de concreto armado

Os pilares são elementos fundamentais para as estruturas de concreto armado. A ABNT NBR 6118:2014 não permite o dimensionamento de pilares com carga centrada, portanto, os pilares são dimensionados sempre com carga excêntrica, à flexo-compressão normal ou à flexo-compressão oblíqua, considerando-se ao menos um momento mínimo, estabelecido pela norma. As tensões no concreto se distribuem de acordo com o diagrama mostrado na Figura 1.

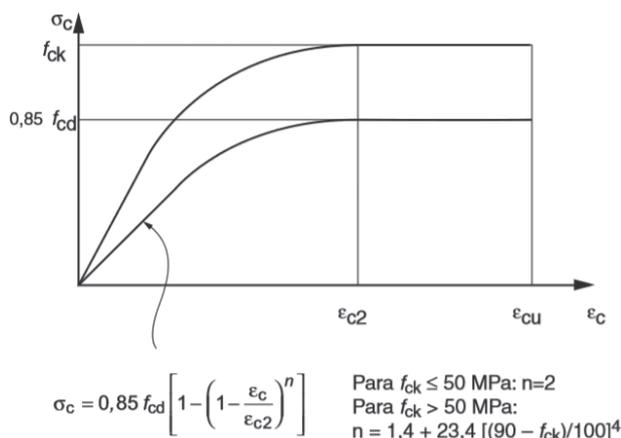


Figura 1 Diagrama tensão-deformação idealizado (ABNT NBR 6118:2014)

Concretos com resistência característica à compressão (f_{ck}) entre 50 e 90 MPa, devem ter o valor da tensão de pico ($\alpha_c \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd}$) substituído por $0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50) / 200] \cdot f_{cd}$. Essa tensão de pico é válida para seções em que a largura, medida paralelamente à linha neutra, não diminui a partir desta para a borda mais comprimida, situação abordada neste trabalho. Nos demais casos, esses valores são reduzidos em 90%.

Além disso, os valores dos parâmetros de deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (ϵ_{c2})

e deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura (ϵ_{cu}) variam de acordo com o f_{ck} e são definidos:

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa

$$\epsilon_{c2} = 2\text{‰} \quad (1)$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰} \quad (2)$$

Para $50 < f_{ck} \leq 90$ MPa

$$\epsilon_{c2} = 2,0\text{‰} + 0,085\text{‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (3)$$

$$\epsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 0,35\text{‰} \cdot \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \quad (4)$$

2.1 Hipóteses básicas do dimensionamento

A ABNT NBR 6118:2014 define as hipóteses básicas para o dimensionamento de pilares de concreto armado em seu item 17.2.2. São elas: as seções transversais permanecem planas após as deformações; o concreto e o aço estão completamente aderidos um ao outro; se despreza a resistência do concreto à tração no Estado Limite Último; as tensões no concreto se distribuem de acordo com o diagrama parábola-retângulo.

2.2 Dimensões limites

A ABNT NBR 6118:2014 permite a utilização de pilares com dimensões inferiores a 19 cm, até o mínimo de 14 cm, desde que as ações solicitantes sejam majoradas pelos coeficientes indicados na Tabela I. Além disso, deve-se observar que, segundo a ABNT NBR 6118:2014, a seção de concreto deve possuir área mínima de 360 cm². Outra definição da norma acerca dos pilares é que nos casos em que a maior dimensão excede em 5 vezes a menor dimensão da seção transversal, os mesmos devem ser tratados como pilar-parede.

Tabela I Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

b (cm)	19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Onde
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$
 b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

Nota: O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o comprimento equivalente (l_e) de um elemento comprimido suposto vinculado em ambas as extremidades é:

$$l_e = \text{mínimo} (l_0 + h; l) \quad (5)$$

sendo l_0 a distância entre as faces internas dos elementos que vinculam o pilar, h a altura da seção transversal do pilar medida no plano da estrutura em estudo e l a distância entre eixos dos elementos que vinculam o pilar.

A Figura 2 visa esclarecer essas definições. Na Figura 2a tem-se um pilar vinculado por vigas e na Figura 2b um pilar vinculado por lajes.

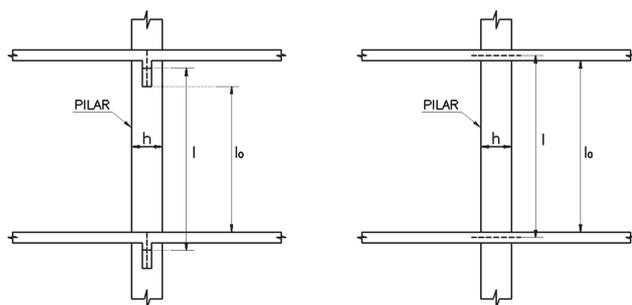


Figura 2 Definição do comprimento equivalente de um elemento comprimido (Carvalho e Pinheiro, 2005).
 Nota: Figura 2a – Pilar vinculado por vigas; Figura 2b – Pilar vinculado por lajes

O índice de esbeltez (λ) do pilar é calculado em função de sua geometria e do comprimento equivalente do elemento comprimido (l_e), e deve ser definido para cada direção principal e central de inércia por:

$$\lambda_x = l_{e,x} / i_y \text{ e } \lambda_y = l_{e,y} / i_x \quad (6)$$

em que i é o raio de giração em x (i_x) e em y (i_y) definidos pela raiz quadrada da razão entre o momento de inércia (I_x ou I_y) e a área da seção transversal (A_c), conforme:

$$i_y = \sqrt{I_y / A_c} \text{ e } i_x = \sqrt{I_x / A_c} \quad (7)$$

Em função do índice de esbeltez, da geometria da seção e da disposição das armaduras, a ABNT NBR 6118:2014 define os métodos de determinação dos efeitos locais de segunda ordem, conforme será mostrado no item 2.4. A norma não admite pilares com índice de esbeltez superior a 200.

2.3 Momentos mínimos

A ABNT NBR 6118 (2014, p.130) explica a necessidade de consideração de um momento mínimo devido as imperfeições globais que estão relacionadas ao desaprumo da edificação, enquanto as imperfeições locais consideram a falta de retilinearidade do pilar em questão. Para combater esses efeitos locais a ABNT NBR 6118:2014 recomenda, no item 11.3.3.4.3, que seja calculado um momento mínimo de 1.ª ordem ($M_{1d,min}$), dado pela equação (8). Nesta equação, N_d é a força normal solicitante de cálculo e h é a altura total da seção transversal na direção considerada, em metros.

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (8)$$

Nas estruturas reticuladas usuais, considera-se este efeito atendido se o valor total de momento mínimo for respeitado. Além disso, para os pilares retangulares, tem-se uma envoltória mínima dos momentos de 1.ª ordem, mostrada na figura 11.3 da ABNT NBR 6118:2014. Se for necessário determinar os momentos de 2.ª ordem, a envoltória a ser utilizada é a envoltória mínima com 2.ª ordem, definida na figura 15.2 da referida norma.

2.4 Efeitos locais de segunda ordem

A ABNT NBR 6118:2014 permite que os efeitos locais de segunda ordem sejam desprezados quando o índice de esbeltez do elemento comprimido for menor que o índice limite (λ_1), definido pela equação (9) e limitado em $35 \leq \lambda_1 \leq 90$.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1 / h}{\alpha_b} \quad (9)$$

em que e_1/h é a excentricidade relativa de 1.ª ordem na extremidade do pilar onde ocorre o momento de 1.ª ordem de maior valor absoluto e α_b varia de acordo com a vinculação dos extremos do pilar isolado, conforme definido no item 15.8.2 da ABNT NBR 6118:2014.

Para $\lambda \leq 90$, pode-se utilizar o método do pilar-padrão com curvatura aproximada ou o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada. Adota-se para $\lambda < 140$ o método do pilar-padrão acoplado a diagramas $M, N, 1/r$. Para índices acima de 140, deve-se utilizar o método geral. E quando $\lambda \geq 90$ é necessário considerar os efeitos da fluência.

O método do pilar-padrão com curvatura aproximada pode ser empregado em pilares com $\lambda < 90$, seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. Por este método o momento total máximo ($M_{d,tot}$) é calculado pela equação (10).

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10 \cdot r} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (10)$$

em que $M_{1d,A}$ é o momento de 1.ª ordem atuante na seção crítica do pilar, N_d é o esforço normal solicitante de cálculo e $1/r$ é a curvatura da seção crítica, calculada por:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (11)$$

sendo h a altura da seção na direção considerada e v a força adimensional, dada por:

$$v = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) \quad (12)$$

2.5 Dimensionamento segundo a ABNT NBR 6118:2014

A ABNT NBR 6118:2014 impõe alguns limites para as armaduras utilizadas nas seções de pilares de concreto armado. A área de aço longitudinal deve corresponder a, no mínimo, 0,4% da área de concreto e a, no máximo, 8% da mesma (considerando inclusive as regiões de transpasse das armaduras). Além disso, a área de aço deve ser superior a 15% da razão entre o esforço normal solicitante de cálculo (N_{sd}) e a resistência de cálculo do aço ao escoamento ($f_{y,d}$). Não é permitido o uso de barras longitudinais com diâmetro inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal.

Em seções poligonais, deve-se ter pelo menos 1 barra em cada vértice, e em seções circulares no mínimo 6 barras distribuídas ao longo do perímetro. O espaçamento máximo entre eixos das barras deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção transversal, sem exceder 40 cm e o espaçamento mínimo entre

as faces das barras, fora da região de emendas, deve ser igual ou superior ao maior dos valores: 20 mm; diâmetro da barra; e 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo (Figura 3).

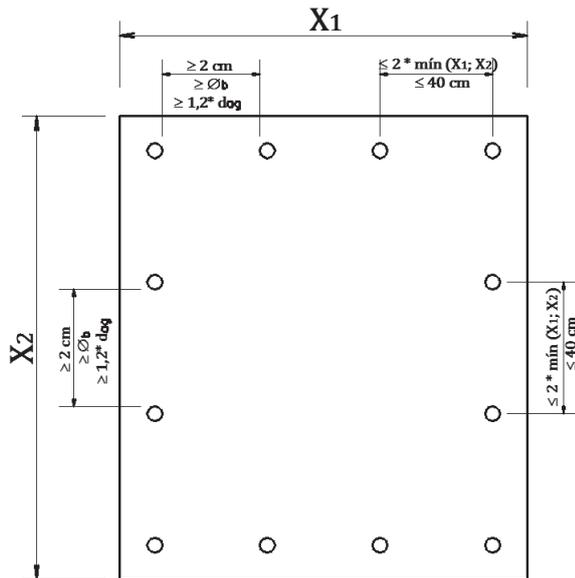


Figura 3 Espaçamentos mínimo e máximo entre barras longitudinais

De acordo com a Figura 3, x_1 é a base do pilar, x_2 é a altura do pilar, ϕ_b é o diâmetro das barras e d_{ag} a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

3 Formulação do problema de otimização

Conforme explicado anteriormente, o problema de otimização se baseia em encontrar a solução ótima que maximize ou minimize a função objetivo. No caso do dimensionamento de pilares, a função objetivo é o custo total do pilar (por metro linear), que engloba o custo do concreto, do aço e das formas utilizadas. Assim, a função objetivo a qual deseja-se minimizar pode ser definida por:

$$f_{(min)} = C_c \cdot A_c + C_a \cdot A_a \cdot \rho + C_f \cdot P_f \quad (13)$$

em que C_c é o custo do concreto (R\$/m³); A_c é a área da seção transversal de concreto (m²); C_a é o custo do aço (R\$/kg); A_a é a área de aço total na seção transversal de concreto (m²); ρ é o peso específico do aço (kg/m³); C_f é o custo das formas (R\$/m²) e P_f é o perímetro de formas (m), equivalente ao perímetro do pilar.

Os custos dos materiais podem ser observados na Figura 4 do programa desenvolvido.

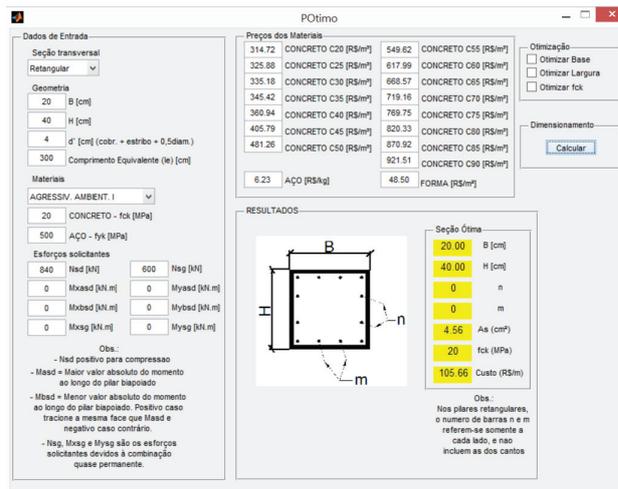


Figura 4 Tela de apresentação dos custos dos materiais para o problema de otimização

A solução ótima para a função objetivo acima definida é dada por meio de cálculos iterativos que alteram os valores das variáveis sucessivamente, até obter o ponto de mínimo. Dessa forma, tem-se, no programa computacional desenvolvido, as seções a seguir indicadas.

Seções retangulares

Para seções retangulares, conforme mostrado na Figura 5, as seguintes variáveis:

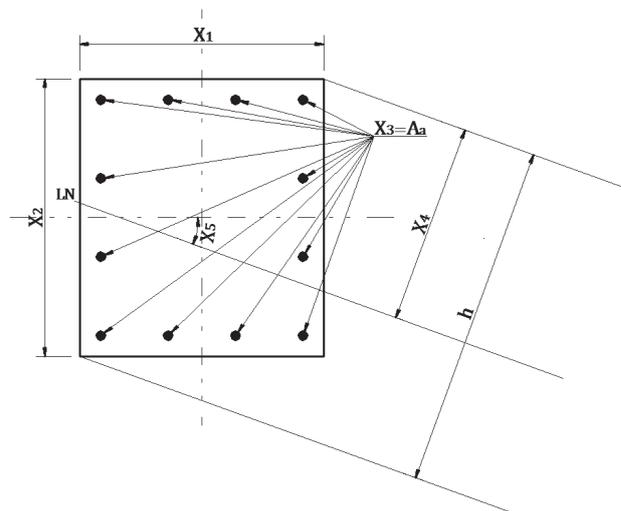


Figura 5 Variáveis adotadas para as seções retangulares

Onde:

x_1 é a base da seção; x_2 é a altura da seção; $x_3 = A_a$ é área de aço total da seção; x_4 é a profundidade da linha neutra; x_5 é o ângulo de inclinação da linha neutra e $x_6 = f_{ck}$ é a resistência característica do concreto à compressão.

De acordo com as opções de otimização selecionadas no programa x_1 , x_2 e x_6 podem ser fixas ou ter seus valores alterados.

Seções circulares

As seções circulares possuem basicamente as mesmas variáveis, porém, ao invés das dimensões dos lados do retângulo, tem-se o diâmetro do pilar.

Sendo x_1 o diâmetro da seção; $x_2 = A_a$ a área de aço total da seção; x_3 a profundidade da linha neutra; x_4 o ângulo de inclinação da linha neutra e a resistência característica do concreto à compressão ($x_5 = f_{ck}$).

Neste caso, as opções de otimização selecionadas no programa definem se x_1 e x_5 devem ser fixas ou ter seus valores alterados iterativamente. A Figura 6 mostra as variáveis adotadas para as seções circulares.

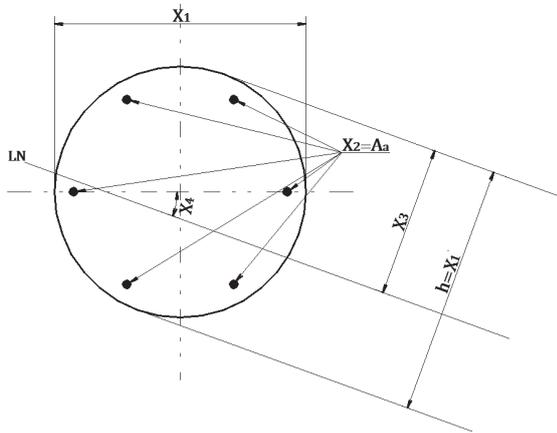


Figura 6 Variáveis adotadas para as seções circulares

A solução ótima deve atender às funções de restrições, as quais, em geral, são recomendações e exigências da norma de dimensionamento. As funções de restrições inseridas no programa foram as citadas no item 2.5.

a) Área mínima da seção transversal:

$$A_c \geq 360 \text{ cm}^2 \quad (14)$$

b) Número de barras (n_b) mínimo na seção:

b.1) Pilares retangulares:

$$n_b \geq 4 \quad (15)$$

b.2) Pilares circulares:

$$n_b \geq 6 \quad (16)$$

c) Taxas geométricas mínimas e máxima:

$$\text{máximo}(0,004 \cdot A_c; 0,15 \cdot N_{sd} / f_{yd}) \leq A_a \leq 0,04 \cdot A_c \quad (17)$$

d) Espaçamento mínimo e máximo em cada direção:

d.1) Pilares retangulares:

$$2 \text{ cm} \leq S_x = (x_1 - 2 \cdot d') / n_{sx} \leq \text{mínimo} [40 \text{ cm}; 2 \cdot \text{mínimo}(x_1; x_2)] \quad (18)$$

$$2 \text{ cm} \leq S_y = (x_2 - 2 \cdot d') / n_{sy} \leq \text{mínimo} [40 \text{ cm}; 2 \cdot \text{mínimo}(x_1; x_2)] \quad (19)$$

Sendo S_x e S_y os espaçamentos entre as barras nas direções x e y , base e altura da seção, respectivamente; d' a distância do eixo das

barras longitudinais à face externa da seção; e n_{sx} e n_{sy} os números de espaçamentos entre as barras nas direções x e y .

d.2) Pilares circulares:

$$2 \text{ cm} \leq S_b = \pi \cdot (x_1 - 2 \cdot d') / n_b \leq 40 \text{ cm} \quad (20)$$

Em que S_b é o espaçamento entre as barras, medido radialmente.

e) Diâmetro das barras de aço (ϕ_b), mínimo e máximo. Foi adotado o valor de 40 mm como limite máximo para o diâmetro da barra devido aos diâmetros comerciais disponíveis.

e.1) Pilares retangulares:

$$10 \text{ mm} \leq \phi_b = \frac{A_a}{n_b} \leq \text{mínimo} \left[\frac{1}{8} \cdot \text{mínimo}(x_1; x_2); 40 \text{ mm} \right] \quad (21)$$

e.2) Pilares circulares:

$$10 \text{ mm} \leq \phi_b = \frac{A_a}{n_b} \leq \text{mínimo} \left[\frac{x_1}{8}; 40 \text{ mm} \right] \quad (22)$$

f) Índice de esbeltez (λ) máximo adotado:

$$\text{máximo}(\lambda_x; \lambda_y) \leq 90 \quad (23)$$

g) Limites impostos pelos domínios de deformação:

g.1) Pilares retangulares:

Domínios 3, 4 e 4a

$$x_4 \leq x_1 \cdot \text{sen}(x_5) + x_2 \cdot \text{cos}(x_5) \leq 10\% \cdot x_4 / \epsilon_{cu} \quad (24)$$

Domínio 5

$$x_4 \geq x_1 \cdot \text{sen}(x_5) + x_2 \cdot \text{cos}(x_5) \quad (25)$$

g.2) Pilares circulares:

Domínios 3, 4 e 4a

$$x_3 \leq x_1 \leq 10\% \cdot x_3 / \epsilon_{cu} \quad (26)$$

Domínio 5

$$x_3 \geq x_1 \quad (27)$$

h) Resistências devem ser superiores às solicitações:

$$N_{Rd} \geq N_{sd} \quad (28)$$

$$M_{x,Rd} \geq M_{x,Sd} \quad (29)$$

$$M_{y,Rd} \geq M_{y,Sd} \quad (30)$$

Sendo

N_{Rd} a força resistente de cálculo da seção transversal;

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ os momentos resistentes de cálculo nas direções x e y , respectivamente;

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ os momentos solicitantes de cálculo nas direções x e y , respectivamente.

Finalmente, tem-se o espaço de busca, ou região viável, o qual deverá conter a solução ótima, dada para pilares retangulares por:

$$14 \text{ cm} \leq x_1 \leq 300 \text{ cm} \quad (31)$$

$$14 \text{ cm} \leq x_2 \leq 300 \text{ cm} \quad (32)$$

$$\text{máximo}(20 \text{ MPa}; f_{ck, \min}) \leq x_6 \leq 90 \text{ MPa} \quad (33)$$

Sendo $f_{ck, \min}$ o valor mínimo exigido pela norma para a resistência característica do concreto à compressão em função da classe de agressividade do local da edificação.

E para pilares circulares por:

$$21 \text{ cm} \leq x_1 \leq 300 \text{ cm} \quad (34)$$

$$\text{máximo}(20 \text{ MPa}; f_{ck, \min}) \leq x_5 \leq 90 \text{ MPa} \quad (35)$$

O diâmetro dos pilares circulares possui como limite inferior 21 cm devido à limitação de área mínima de 360 cm², imposta pela ABNT NBR 6118:2014.

Seções hexagonais

Para seções hexagonais as variáveis de projeto são definidas conforme apresentado na Figura 7.

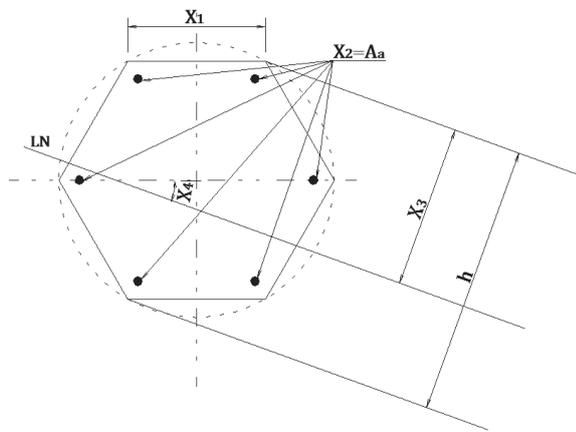


Figura 7 Variáveis adotadas para as seções hexagonais

Sendo o lado da seção (x_1); a área de aço total da seção ($x_2 = A_a$); a profundidade da linha neutra (x_3); o ângulo de inclinação da linha neutra (x_4); e a resistência característica do concreto à compressão ($x_5 = f_{ck}$).

No programa, o usuário define se as variáveis x_1 e x_5 devem ser fixas ou ter seus valores alterados iterativamente.

a) Área mínima da seção transversal:

$$A_c = 6 \cdot x_1^2 \cdot \sqrt{3} / 4 \geq 360 \text{ cm}^2 \quad (36)$$

b) Número de barras (n_b) mínimo na seção:

$$n_b \geq 6 \quad (37)$$

c) Taxas geométricas mínimas e máxima:

$$\text{máximo}(0,004 \cdot A_c; 0,15 \cdot N_{sd} / f_{yd}) \leq A_a \leq 0,04 \cdot A_c \quad (38)$$

d) Espaçamento mínimo e máximo:

$$2 \text{ cm} + \phi_b = 2 \text{ cm} + \sqrt{\frac{4 \cdot A_a}{\pi \cdot n_b}} \leq S_b = \frac{(x_1 \cdot \sqrt{3} / 2 - d') \cdot 12}{\sqrt{3} \cdot n_b} \leq 40 \text{ cm} \quad (39)$$

Em que S_b é o espaçamento entre eixos das barras.

e) Diâmetro das barras de aço (ϕ_b), mínimo e máximo. Foi adotado o valor de 40 mm como limite máximo para o diâmetro da barra devido aos diâmetros comerciais disponíveis.

$$10 \text{ mm} \leq \phi_b = \sqrt{\frac{4 \cdot A_a}{\pi \cdot n_b}} \leq \text{mínimo} \left[\frac{x_1}{8}; 40 \text{ mm} \right] \quad (40)$$

f) Índice de esbeltez (λ) máximo adotado:

$$\text{máximo}(\lambda_x; \lambda_y) \leq 90 \quad (41)$$

g) Limites impostos pelos domínios de deformação:

Domínios 3, 4 e 4a

$$x_3 \leq x_1 \leq 10\% \epsilon_{cu} \cdot x_3 / \epsilon_{cu} \quad (42)$$

Domínio 5

$$x_3 \geq x_1 \quad (43)$$

Finalmente, tem-se o espaço de busca, ou região viável, o qual deverá conter a solução ótima, dada para pilares hexagonais por:

$$8 \text{ cm} \leq x_1 \leq 300 \text{ cm} \quad (44)$$

$$\text{máximo}(29 \text{ MPa}; f_{ck, \min}) \leq x_5 \leq 90 \text{ MPa} \quad (45)$$

Sendo $f_{ck, \min}$ o valor mínimo exigido pela norma para a resistência característica do concreto à compressão em função da classe de agressividade do local da edificação.

4 Exemplos

Os resultados gerados pelo programa foram validados com a literatura e com Sias (2014) nos dois primeiros exemplos que seguem, o primeiro referente à seção retangular e o segundo à seção circular. Em seguida novos exemplos foram desenvolvidos.

Os exemplos foram calculados no programa desenvolvido por três vezes, sendo elas:

- A primeira com a geometria inicial definida (seção original);
- A segunda com a geometria (ou uma das dimensões) liberada para ser otimizada;
- E a terceira com a geometria e o f_{ck} liberados para a otimização. O comprimento efetivo considerado foi de 300 cm, valor médio para pé-direito de edifícios. Considerou-se também $d' = 3 \text{ cm}$ e aço CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$).

Para a comparação dos custos, os valores utilizados foram baseados na Tabela SINAPI, da Caixa Econômica Federal, de novembro de 2015 e referente à cidade de Vitória – ES. É importante salientar que a definição precisa dos custos dos materiais influencia direta e fortemente os resultados fornecidos pelo programa. Dessa forma, os custos devem ser levantados de forma adequada para não se obter resultados distorcidos.

Para todos os exemplos, o programa de otimização busca qual a melhor combinação entre a geometria da seção, a resistência a compressão do concreto (f_{ck}) e a taxa de armadura. Sendo o resultado final a solução ótima dentro do espaço viável de busca.

4.1 Exemplo 1

O primeiro exemplo analisado foi retirado do capítulo 4 de Carvalho e Pinheiro (2005), exemplo 4.11. Trata-se de uma seção retangular, submetida à força normal $N_{sd} = 1550$ kN, com excentricidades totais $e_x = 7,5$ cm e $e_y = 20$ cm, resultando em momento em torno do eixo x de 310 kN.m e em torno do eixo y de 116,25 kN.m. A seção original definida pelos autores possuía 30 cm de base, 60 cm de altura e $f_{ck} = 20$ MPa como pode ser observado na Figura 8.

Os autores dimensionaram a seção por meio de ábacos. Na primeira tentativa obtiveram área de aço de 48,5 cm² e, após fazer um rearranjo das barras longitudinais, a segunda tentativa forneceu uma área de aço de 39,6 cm². Os resultados obtidos para este exemplo tanto pelos autores quanto pelo *software* desenvolvido estão mostrados na Tabela II.

A partir da análise da Tabela II, pode-se observar que, mantendo-se a seção original, a área de aço obtida pelo *software* foi muito próxima da definida pelos autores em sua segunda tentativa. Com apenas a geometria liberada para a otimização, o programa computacional aumentou a área de concreto da seção transversal e reduziu a área de aço, utilizando, inclusive, a área de aço mínima para a seção de concreto encontrada.

Por sua vez, quando o f_{ck} também foi liberado, percebe-se que a seção transversal de concreto voltou a ser próxima da seção definida pelos autores, porém, em virtude do aumento da resistência do concreto (f_{ck}), a área de aço utilizada foi bem inferior à adotada pelos autores.

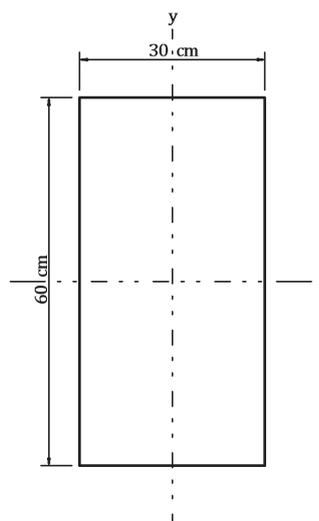


Figura 8 Seção original do Exemplo 1

O custo de cada seção está definido na Tabela III. Nesta, pode-se notar que, com a geometria otimizada, passou-se a ter uma redução de 24,3% em relação ao valor dos autores, e com a geometria e o f_{ck} otimizados a economia alcançou 41%. Os resultados da geometria e f_{ck} otimizados apontam uma geometria muito próxima da original, porém o ganho na resistência à compressão do concreto leva a uma redução substancial nas armaduras.

Tabela II Resultados obtidos para o exemplo 1

Autor	Análise	Base (cm)	Altura (cm)	Área de aço (cm ²)	f_{ck} (MPa)
Carvalho e Pinheiro (2009)	Primeira tentativa	30,00	60,00	48,5	20
	Segunda tentativa	30,00	60,00	39,6	20
Software	Seção original	30,00	60,00	40,3	20
	Geometria otimizada	40,63	70,92	11,53	20
	Geometria e f_{ck} otimizados	31,47	58,95	7,42	45

Tabela III Comparação dos custos obtidos para o exemplo 1

Autor	Análise	Consumo de concreto (m ³ /m)	Consumo de aço (kg/m)	Consumo de formas (m ² /m)	Custo total (R\$/m)	Diferença com a segunda tentativa (%)
Carvalho e Pinheiro (2009)	Primeira tentativa	0,18	38,07	1,80	381,14	+ 12,8
	Segunda tentativa	0,18	31,09	1,80	337,62	0
Software	Seção original	0,18	31,64	1,80	341,03	+ 1,0
	Geometria otimizada	0,29	9,05	2,23	255,28	- 24,3
	Geometria e f_{ck} otimizados	0,19	5,82	1,81	199,26	- 41,0

4.2 Exemplo 2

O segundo exemplo apresenta um pilar de seção circular estudado por Braga e Ferreira (2011). De acordo com os autores, o pilar possuía diâmetro de 60 cm e $f_{ck} = 25$ MPa como pode ser observado na Figura 9. O esforço normal solicitante de cálculo era de 4071,80 kN e não foram introduzidos momentos. Os resultados obtidos podem ser vistos na Tabela IV.

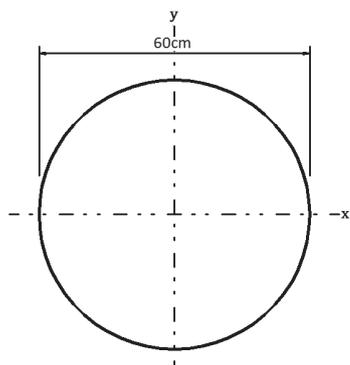


Figura 9 Pilar de seção circular do exemplo 2

Neste exemplo, nota-se que, para a seção original, a área de aço sofreu uma pequena redução e, em seguida, mesmo com a otimização da seção e do f_{ck} , manteve-se constante. É importante destacar que tanto a área de concreto quanto a de aço sofreram redução pelo cálculo otimizado, o que resulta em diminuição no custo e, com o aumento do f_{ck} , o diâmetro pode ser ainda mais reduzido. Uma comparação dos custos de cada solução pode ser verificada na Tabela V.

Pode-se observar que, neste exemplo, mesmo mantendo a seção original o resultado fornecido pelo programa foi satisfatório, gerando uma leve redução no custo linear da seção. Com a seção e o f_{ck} otimizados os resultados foram ainda mais econômicos, conforme esperado, chegando a aproximadamente 31% ao se utilizar o f_{ck} de 45 MPa.

Tabela IV Resultados obtidos para o exemplo 2

Autor	Análise	Diâmetro (cm)	Área de aço (cm ²)	f_{ck} (MPa)
Braga e Ferreira (2011)	Seção original	60,00	16,12	25
Software	Seção original	60,00	14,05	25
	Geometria otimizada	54,04	14,05	25
	Geometria e f_{ck} otimizados	40,28	14,05	45

Tabela V Comparação dos custos obtidos para o exemplo 2

Autor	Análise	Consumo de concreto (m ³ /m)	Consumo de aço (kg/m)	Consumo de formas (m ² /m)	Custo total (R\$/m)	Diferença com a seção original (%)
Braga e Ferreira (2011)	Seção original	0,28	12,65	1,88	262,40	0
Software	Seção original	0,28	11,03	1,88	252,26	-3,9
	Geometria otimizada	0,23	11,03	1,70	225,80	-13,9
	Geometria e f_{ck} otimizados	0,13	11,03	1,27	181,79	-30,7

4.3 Exemplo 3

Este exemplo visa simular uma imposição arquitetônica de se embutir o pilar em alvenaria, logo, que o mesmo tivesse a dimensão mínima permitida pela norma: 14 cm. Para tanto, foi definido, como seção original, um pilar retangular com 14 cm de base e 60 cm de altura, $f_{ck} = 30$ MPa submetido a um esforço normal de cálculo de 1500 kN (Figura 10). Logo após, os cálculos foram refeitos otimizando-se inicialmente a base, em seguida a altura da seção e, por fim, a altura e o f_{ck} . Os resultados podem ser vistos na Tabela VI.

O objetivo de se otimizar a base consistiu em verificar que o *software* converge para a dimensão mínima, conforme esperado. Mantendo-se o f_{ck} fixo e variando-se uma das seções, a outra ficou próxima da definida na seção original e a área de aço reduziu um pouco. Porém, com a liberação do f_{ck} , a seção de concreto foi transformada em uma seção de área próxima à mínima definida pela norma, utilizando-se f_{ck} de 80 MPa. Os custos obtidos para essas seções estão mostrados na Tabela VII.

Após a análise dos custos do exemplo 3, nota-se que, para o f_{ck} de 30 MPa, a diferença obtida foi pequena, pois a seção original já possuía dimensões adequadas. Entretanto, quando se otimizou a altura e o f_{ck} , obtendo-se menor área da seção e f_{ck} elevado, a redução foi significativa, ultrapassando 25% do valor original.

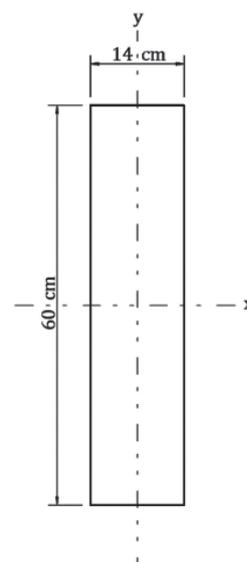


Figura 10 Pilar de seção retangular com dimensão imposta

Tabela VI Resultados obtidos para o exemplo 3

Autor	Análise	Base (cm)	Altura (cm)	Área de aço (cm ²)	f_{ck} (MPa)
Software	Seção original	14,00	60,00	8,21	30
	Base otimizada	14,42	60,00	6,36	30
	Altura otimizada	14,00	62,88	6,47	30
	Altura e f_{ck} otimizados	14,00	27,57	6,47	80

Tabela VII Comparação dos custos obtidos para o exemplo 3

Autor	Análise	Consumo de concreto (m ³ /m)	Consumo de aço (kg/m)	Consumo de formas (m ² /m)	Custo total (R\$/m)	Diferença com a seção original (%)
Software	Seção original	0,08	6,45	1,48	140,11	0
	Base otimizada	0,09	4,99	1,49	132,30	- 5,6
	Altura otimizada	0,09	5,08	1,54	135,71	- 3,1
	Altura e f_{ck} otimizados	0,04	5,08	0,83	103,63	- 26,0

4.4 Exemplo 4

O quarto exemplo trata de um pilar com carga elevada. A seção original definida foi uma seção quadrada de 50 × 50 cm, $f_{ck} = 35$ MPa e esforço normal de cálculo de 5000 kN (Figura 11). Os resultados obtidos estão mostrados na Tabela VIII. Com a otimização da geometria a área de concreto pode ser reduzida, e otimizando-se também o f_{ck} a redução foi ainda maior, devido à utilização do f_{ck} de 45 MPa. Mantendo a base fixa e otimizando a altura e o f_{ck} também consegue-se um resultado melhor. Os custos obtidos para este exemplo podem ser vistos na Tabela IX, na qual nota-se que, em todos os casos, a otimização forneceu redução de no mínimo 10% em relação ao custo da seção original.

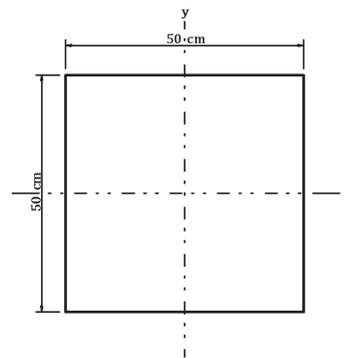


Figura 11 Seção original do pilar do exemplo 4

Tabela VIII Resultados obtidos para o exemplo 4

Autor	Análise	Base (cm)	Altura (cm)	Área de aço (cm ²)	f_{ck} (MPa)
Software	Seção original	50,00	50,00	17,25	35
	Geometria otimizada	44,86	44,86	17,25	35
	Geometria e f_{ck} otimizados	39,56	39,56	17,25	45
	Base fixa	20,00	55,56	17,25	70

Tabela IX Comparação dos custos obtidos para o exemplo 4

Autor	Análise	Consumo de concreto (m ³ /m)	Consumo de aço (kg/m)	Consumo de formas (m ² /m)	Custo total (R\$/m)	Diferença com a seção original (%)
Software	Seção original	0,25	13,54	2,00	267,72	0
	Geometria otimizada	0,20	13,54	1,79	240,88	- 10,0
	Geometria e f_{ck} otimizados	0,16	13,54	1,58	224,61	- 16,1
	Base fixa	0,11	13,54	1,51	237,56	- 11,3

4.5 Exemplo 5

O último exemplo apresenta o caso de um pilar de seção hexagonal, submetido à compressão normal $N_{sd} = 2000$ kN, distância entre o eixo das barras até a face da seção $d' = 3$ cm, comprimento equivalente do elemento comprimido $l_e = 3$ m e aço CA-50 (Figura 12). A partir destes dados o exemplo foi calculado de 3 formas. Inicialmente com o lado da seção e o f_{ck} definidos em 20 cm e 30 MPa, respectivamente. Em seguida, o lado foi liberado para a otimização e, por fim, mantendo-se a dimensão do lado fixa, optou-se por otimizar o f_{ck} . Os resultados obtidos pelo *software* desenvolvido estão mostrados na Tabela X.

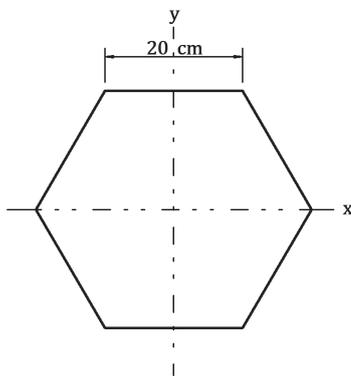


Figura 12 Pilar de seção hexagonal

A partir da análise da Tabela X, pode-se observar que, tanto com a geometria quanto com o f_{ck} otimizado, a área de aço necessária para a seção foi reduzida quase à metade da encontrada para a geometria e o f_{ck} fixos, e, para tal, a dimensão do lado e o f_{ck} , respectivamente, tiveram que ser aumentados.

O custo de cada seção está definido na Tabela XI. Nesta, pode-se notar que para a seção inicial o custo encontrado foi de R\$154,64. Entretanto, com a geometria otimizada, passou-se a ter uma redução de 8,45% em relação ao valor da seção original, e com o f_{ck} otimizado a economia chegou a 17,33%. Como a dimensão do lado e o valor do f_{ck} não sofreram alteração significativa, o fator determinante, neste caso, para o custo da seção foi a área de aço utilizada.

Tabela X Resultados obtidos para o exemplo

Análise	Lado (cm)	Área de aço (cm ²)	f_{ck} (MPa)
Geometria e f_{ck} fixos	20,00	12,60	30
Geometria otimizada	22,24	6,90	30
f_{ck} otimizado	20,00	6,90	35

Tabela XI Comparação dos custos obtidos para o exemplo.

Análise	Consumo de concreto (m ³ /m)	Consumo de aço (kg/m)	Consumo de formas (m ² /m)	Custo total (R\$/m)	Diferença com a primeira tentativa (%)
Geometria e f_{ck} fixos	0,10	10,13	1,20	154,64	0,0
Geometria otimizada	0,13	5,42	1,33	141,57	- 8,45
f_{ck} otimizado	0,10	5,42	1,20	127,84	- 17,33

5 Conclusões

Os exemplos mostraram que mesmo com valores de seção e f_{ck} definidos, o software pode ser utilizado, pois fornece a área de aço necessária em função dos esforços solicitantes e diminui a imprecisão do dimensionamento tradicional, via análise de ábacos. Percebe-se também que quanto maior o número de parâmetros a serem otimizados, melhor o resultado obtido, em termos de custo. A redução encontrada foi significativa (acima de 15%) em todos os exemplos e chegou a ser superior a 30% em alguns casos.

Nota-se também que a utilização de dimensões inferiores a 19 cm forneceu resultados consistentes. E, no caso do exemplo 3, ao se otimizar a altura da seção e o f_{ck} , respeitando-se a imposição arquitetônica de utilização de pilar com base de 14 cm, obteve-se uma resistência característica do concreto à compressão de 80 MPa, apesar de seu custo ser muito superior às resistências menores.

Os resultados do exemplo 4 mostram que a formulação apresentada pode ser usada para outras geometrias, não somente para seções retangulares e circulares. E a possibilidade de otimização da resistência do concreto como variável de projeto possibilita automaticamente uma solução melhor no problema.

Para todos os exemplos pode-se concluir que as soluções ótimas foram encontradas, tendo em vista que durante a simulação do problema de otimização, vários pontos de partidas foram definidos e para todos os problemas as soluções convergiram para o mesmo ponto.

Em todos os exemplos rodados foram calculados a área de aço total necessária para a seção em função da quantidade de barras necessárias durante o processo de otimização. O ajuste das seções das barras para uma barra de diâmetro comercial pode levar a um ajuste no custo final, porém os resultados apontam que, mesmo assim, a solução final sempre será a solução ótima do problema.

Dessa forma, conclui-se que os concretos de elevadas resistências são recomendados para situações de projetos de pilares específicas, nas quais há imposição de dimensões ou necessidade de redução de seções, pois o aumento do f_{ck} possibilita a diminuição das dimensões. No entanto, em alguns casos este custo é um pouco superior ao encontrado na solução ótima. Em outras situações de dimensionamento, como flexão de lajes e vigas, o impacto do aumento da resistência do concreto na redução das dimensões das seções, não será tão preponderante como os resultados apontados no dimensionamento dos pilares. Estudos devem ser elaborados para ter uma análise mais sensível para outros elementos estruturais onde o esforço normal não seja o esforço preponderante para o dimensionamento.

Referências

- [1] Alves, E. C.; Souza, P. M. S.; Gama, P. V. N. – "Optimum Design of Reinforced Concrete Slenders Columns", *Engineering and Science*, v. 6, no. 2, 60-75, 2017.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas – *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- [3] Bordignon, R.; Kripka, M – "Optimum Design of Reinforced Concrete Columns Subjected to Uniaxial Flexural Compression", *Computers and Concrete*, 345-358, 2012
- [4] Braga, A. C. G.; Ferreira, W. G. – "Pilares mistos aço-concreto e comparativo de custo com pilares de aço e pilares de concreto armado", *Revista Escola de Minas*, v.64, p.407-414, 2011.
- [5] Carvalho, R. C.; Pinheiro, L. M. – *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. Volume 2. 1.ª Edição. São Paulo: Editora PINI, 2009.
- [6] Franco, T. R. – *Análise do efeito de segunda ordem em pilares segundo a NBR6118 e pelos métodos exatos*. 2010. 67f. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2010.
- [7] Kripka, M.; Boscardini, J. T.; Casteli, S. D. – "Topology Optimization of Reinforced Concrete Plane Frames", *Revista Sul Americana de Engenharia Estrutural*, Passo Fundo, v.13, no. 2, p. 45-53. 2016.
- [8] Miranda, L. R. – *Cálculo e detalhamento prático de pilares para edificações de pequeno e médio porte*. 2008. 198f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2008.
- [9] Moraes, S. B. de – *Dimensionamento de pilares com concreto de alto desempenho em estruturas de edifícios*. 2013. 110f. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2013.
- [10] Pires, S. de L.; Silva, M. C. A. T. – "Otimização de pilares esbeltos de concreto armado submetidos à flexão oblíqua considerando as não linearidades física e geométrica". VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, 2014.
- [11] Rodrigues Júnior, S. J. – *Otimização de pilares de edifícios altos de concreto armado*. 2005. 154f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2005.
- [12] Sias, F. M.; Alves, E. C. – "Dimensionamento ótimo de pilares de concreto armado". *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, v.9, p.16-31, 2014.
- [13] Sias, F. M. – *Dimensionamento ótimo de pilares de concreto armado*. 2014. 153f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2014.
- [14] Smaniotto, A. – *Dimensionamento e detalhamento automático de pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua*. 2005. 120f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2005.
- [15] Souza, P. M. S.; Alves, E. C. – "Dimensionamento otimizado de pilares de concreto de alta resistência". 58.º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo, IBRACON, 2016.

Direct displacement-based design for RC structures – Procedure, advantages and shortcomings

Método de dimensionamento com base em deslocamentos para estruturas em betão armado – Procedimento, vantagens e limitações

Beatriz Massena
Rita Bento
Hervé Degée
Paulo Candeias

Abstract

In the early nineties, the Performance-Based Seismic Engineering (PBSE) principles have been introduced in the seismic design of structures. Several authors have identified the limitations of traditional force-based design (FBD) procedures widespread in most of the design codes to accomplish the PBSE requirements. Therefore, various contributions were made towards the development of displacement-based seismic design methodologies, in particular the one proposed by Priestley, known as "Direct Displacement-Based Design" (DDBD). The purpose of this work is to investigate the DDBD approach in its entirety. In particular, the emphasis is set herein on the definition of the equivalent viscous damping and on the concrete impact of choosing one or another expression. Then, the efficiency of applying DDBD to reinforced concrete (RC) plane frames and dual frame-wall structures is assessed and the consequences of using the linear response spectrum suggested in the Eurocode 8 as input data is investigated.

Resumo

Os métodos de avaliação sísmica com base no desempenho, particularmente os baseados em deslocamentos, têm sido introduzidos no dimensionamento sísmico de estruturas. Diversos autores identificaram limitações inerentes aos métodos de dimensionamento com base em forças (FBD), tradicionalmente implementados nos regulamentos sísmicos, de forma a cumprirem os níveis de desempenho em concordância com aquela nova filosofia de dimensionamento. Os métodos de dimensionamento com base em deslocamentos têm ganho popularidade e várias propostas surgiram, destacando-se o método "Dimensionamento Direto com Base em Deslocamentos" (DDBD), proposto por Priestley.

O objetivo deste trabalho é investigar o método DDBD, na sua globalidade, sendo dada ênfase à definição do amortecimento viscoso equivalente. Posteriormente é avaliada a eficiência do método DDBD no dimensionamento de estruturas planas de betão armado: pórticos e mista pórtico-parede, e comparado com o método FBD, proposto no Eurocódigo 8, recorrendo a análises dinâmicas lineares por espectro de resposta.

Keywords: Direct displacement-based design / Equivalent viscous damping / Reinforced concrete buildings

Palavras-chave: Dimensionamento baseado em deslocamentos / Amortecimento viscoso equivalente / Edifícios de betão armado

Beatriz Massena

PhD in Civil Engineering/Civil Engineering
HTB Consult, Lda.
Lisbon, Portugal
bmassena@htb.pt

Rita Bento

Associate Professor with Habilitation
Instituto Superior Técnico
Lisbon, Portugal
rita.bento@tecnico.ulisboa.pt

Hervé Degée

Associate Professor
Hasselt University
Hasselt, Belgium
Herve.degee@uhasselt.be

Paulo Candeias

Assistant Researcher
LNEC
Lisbon, Portugal
pcandeias@lnec.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

MASSENA, Beatriz [et al.] – Direct displacement-based design for RC structures – Procedure, advantages and shortcomings. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 6. ISSN 2183-8488. (março 2018) 67-88.

1 Introduction

In the early nineties, the Performance-Based Seismic Engineering (PBSE) principles have been introduced in the seismic design of structures. Several authors [1, 2 and 3] have identified the limitations of traditional force-based design (FBD) procedures widespread in most of the design codes around the world to accomplish the PBSE requirements.

As the importance of displacements, rather than strength, has come to be better appreciated, the initial force based design procedures purely based on strength considerations were gradually modified to include consideration of displacements, the so-called “Modified Force-Based Design Methods” [3]. In these methods, most widespread in various seismic design codes of practice around the world, the design process is still carried out in terms of required strength and displacement capacity; with the Modified Force-Based Design Methods it is possible only to guarantee that a specified performance level is achieved, and no attempt is made to obtain a uniformity of risk of structural or non-structural damage.

Some researchers started pointing out this inconsistency, proposing displacement-based approaches for earthquake engineering evaluation and design. Several contributions [3] were made towards the development of Displacement-Based Design (DBD) approaches, but it was only in the 90’s that formal proposals were made to implement the emerging ideas into formalized design procedures. A state-of-art report was issued on this topic [4]. Sullivan *et al.* [5] carried out a comparative study of displacement-based design methods to evaluate their limitations and performance and pointed out that the Direct Displacement-Based Design (DDBD) method, which was developed according to of Priestley works [3 and 6], is one of the most promising approaches. In comparison with other displacement-based design methods, DDBD is a relatively fast and simple method that designs a structure to satisfy a pre-defined drift level. The method requires in general little or no iteration to design a structure to achieve a specified displacement profile.

Priestley [2] proposed the concept of DDBD with the aim of mitigating the fundamental shortcomings in current force-based design (FBD) methods. The central idea of the DDBD procedure is to design the structures using as input the desired displacements to be sustained under the design seismic intensity.

The DDBD is based on the substitute structure concept proposed by Shibata and Sozen [7] for MDOF reinforced concrete (RC) structures based on the work developed by Gulkan and Sozen [8], which represents the nonlinear structure with a substitute structure characterized by the secant stiffness corresponding to the maximum displacement response and by equivalent viscous damping representing the combined effects of elastic and hysteretic damping. This method is very simple to be applied and it is possible to use the familiar elastic response spectrum.

Sozen [9] and Moehle [10] carried out numerical and experimental studies of planar frames of mid-rise height indicating that displacement response is dominated by response in an apparent first mode. Saiidi and Sozen [11] demonstrated that this predominant component of the displacement response could be modelled using a single-degree-of-freedom (SDOF) oscillator having hysteretic

properties similar to those of the constituent elements of the frame. These findings suggested that the global displacement of multistory system may be estimated using simplified response spectrum methods. Numerous case studies confirm this view [10, 12 and 13]. Based on these outcomes Moehle [14] proposed a displacement-based design procedure for RC structures. This approach is based on expected structural displacements directly for evaluation of behavior of structural and nonstructural elements.

Kowalsky *et al.* [15 and 16] developed the DDBD procedure for SDOF structures (concrete bridge piers), by inverting the seismic design procedure. In the beginning of the process, a maximum target displacement is established and the required strength and stiffness are obtained. Afterwards, the procedure was developed for multi-span reinforced concrete bridges [17, 18, 19 and 20].

Calvi and Pavese [21] illustrated the conceptual formulation of DDBD applied to RC buildings, and then the procedure was developed for multi-story concrete building frames [22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29 and 30]. Pettinga and Priestley [31] developed and verified a series of adjustments to the DDBD method, including improved design displacement profiles and equivalent lateral force distributions. A design drift reduction factor was introduced to account for higher-mode of vibration in drifts in taller frames. Sullivan *et al.* [32] developed the DDBD method for RC frame-wall structures and in 2007 Priestley *et al.* [30] developed a text book regarding the Displacement-Based Seismic Design of Structures.

Some authors investigated the application of the DDBD method and proposed some adaptations and other authors investigated the advantages and validated the DDBD method. Some references of these works can be found in [33].

From this literature review, DDBD appears as an evidence for what regards research. In order to implement this new design philosophy in the practical seismic design of structures, Calvi *et al.* [34] and Sullivan *et al.* [34 and 35] proposed the development of a model code for displacement-based seismic design. A research line of the RELUIS project, in Italy, undertook the work.

Powell [36] has pointed out the importance of implementing the DDBD procedure in computer programs and Sullivan *et al.* [37] proposed the development of the DBDSOFT for the application of DDBD to regular RC buildings. This program [38] relies on the user to indicate how the design solution should be developed; i.e. in this software the strength and stiffness of elements are not specified since they should be an outcome of the design process. Moreover, users of DBDSOFT assign strength proportions to plastic hinge locations and then equilibrium analyses are undertaken to arrive at required design strengths, in line with the DDBD approach. After the definition of the proportions of strength, the software computes the required design base shear and the required flexural strengths of the plastic hinge zones.

Sullivan [38] focuses on the advantages of including new analysis methods for Performance Base Design in future version of the Eurocode 8 [40] and Beyer [41] emphasizes the importance of introducing displacement-based design approaches in future versions of the Eurocode 8.

The purpose of this work is to investigate the direct displacement-

based seismic design approach in its globality. In particular, the emphasis is set herein on the definition of the equivalent viscous damping and on the concrete impact of choosing one or another expression of the equivalent damping on the resulting seismic design. Then, the efficiency of applying DDBD to RC plane frames and dual frame-wall structures is assessed. In this context, a detailed description of all the steps of the DDBD procedure is provided. It is also compared to the traditional force-based design (FBD). Particularly, the consequences of using the linear response spectrum suggested in the Eurocode 8 as input data is analyzed for all the case-studies. The main results are presented and discussed, the conclusions are identified and some recommendations outlined.

2 DDBD method for reinforced concrete structures

The DDBD is a simple design approach where the multi-degree-of-freedom (MDOF) structure is characterized by the secant stiffness associated with the maximum displacement and by a level of equivalent viscous damping of an equivalent SDOF structure. The characterization of the structure by secant stiffness avoids the many problems inherent in force-based design where initial stiffness is used to determine an elastic period, and forces are distributed between members in proportion to elastic stiffness. Figure 1 presents schematically an approach to describe a building structure (MDOF system) in terms of a SDOF, as presented by Calvi and Kingsley [42] for MDOF bridge structures, where is shown the required variables in DDBD procedure.

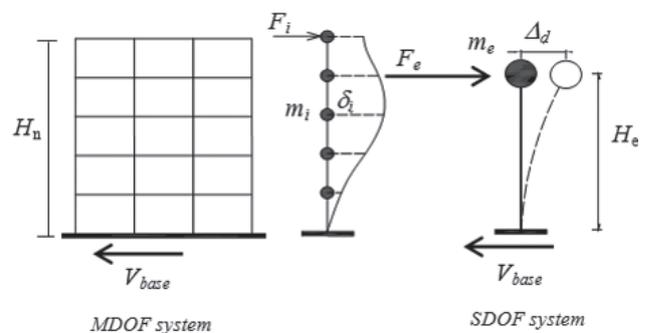


Figure 1 Simplified model of a multi-story building (adapted from [42])

2.1 DDBD for frames

The step-by-step DDBD procedure for RC frames is described in the following:

Step 1: Definition of the target displacement shape and amplitude of the MDOF structure on the basis of performance level considerations (material strain or drift limits) and then derive from there the design displacement Δ_d of the substitute SDOF structure of the MDOF.

The design story displacements Δ_i of the individual masses are obtained from:

$$\Delta_i = \omega_{\theta} \cdot \Delta_{i,ls} \quad (1)$$

where $\Delta_{i,ls}$ is the design displacement profile corresponding to the inelastic first mode shape at the design drift limit and ω_{θ} is the higher mode reduction factor and could be obtained by means of rational analysis or from the curves presented in Figure 2 according to Model Code [34].

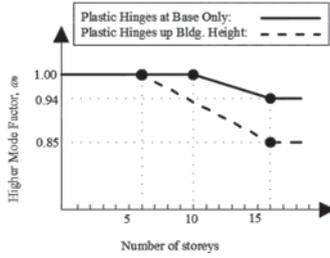


Figure 2 Higher mode reduction factor ω_{θ} [adapted from [34]]

According to Priestley *et al.* [30], the design story displacements for frame buildings will normally be governed by drift limits in the lower storey of the building (first storey).

The design displacement profile is given by:

$$\text{for } n \leq 4 \quad \Delta_{i,ls} = \theta_c H_i \quad (2)$$

$$\text{for } n > 4 \quad \Delta_{i,ls} = \theta_c H_i \frac{(4H_n - H_i)}{4H_n - h_n} \quad (3)$$

where H_i is the height of each story, H_n is the total height of the building (n stands for the number of the stories) and θ_c is the drift limit. Model Code [34] provides guidance as to when a structural system is expected to respond elastically the displaced shape should correspond to the fundamental mode shape obtained through eigenvalues analyses.

The equivalent design displacement can be evaluated as:

$$\Delta_d = \sqrt{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)} / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (4)$$

The mass of the substitute structure m_e and the effective height H_e are given by the following equations:

$$m_e = \sum_{i=1}^n m_i \left(\frac{\Delta_i}{\Delta_d} \right) = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (5)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (6)$$

Step 2: Estimation of the level of equivalent viscous damping ξ_{eq} . Several equations proposed in the technical literature [30] can be used to evaluate the equivalent viscous damping (this subject is discussed in Section 3). To obtain the equivalent viscous damping the displacement ductility μ must be known (Eq. 7). The displacement ductility is the ratio between the equivalent design displacement and the equivalent yield displacement Δ_y (see Eq. 7 and Figure 3).

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (7)$$

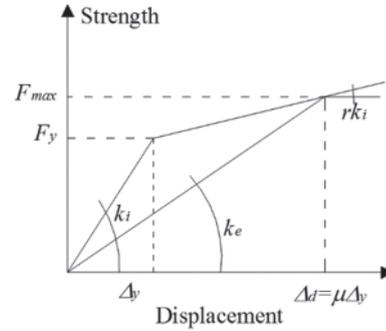


Figure 3 Constitutive law of the equivalent SDOF system

The equivalent yield displacement is estimated according to the considered properties of the structural elements, for example with approximated equations proposed by Priestley *et al.* [30], and based on the yield drift θ_y :

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (8)$$

θ_{yx} is the yield drift for a given bay x as:

$$\theta_{yx} = 0.5 \varepsilon_y L_{b,x} / h_{b,x} \quad (9)$$

where ε_y is the yield strain of steel, $L_{b,x}$ is the beam length of span x and $h_{b,x}$ is the beam section depth of beam x .

For frames that possess bays with different lengths the yield drift can be computed as:

$$\theta_{y,i} = \sum_{j=1}^{nb} M_{x,j} \theta_{y,x} / M_{frame,i} \quad (10)$$

where M_x is the proportion of bending moment of each bay, M_{frame} is the proportion of bending moment of frame i . To account for the inelastic behaviour of the real structure, the hysteretic damping (ξ_{hyst}) is combined with elastic damping (ξ_0). Usually, for RC structures the elastic damping is taken equal to 0.05, related to critical damping.

The equivalent viscous damping of the substitute structure for RC frames could be defined according to Priestley *et al.* [30] by the following equation:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (11)$$

The global damping could be computed, as an alternative by the weighted average as:

$$\xi_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n \xi_i V_i \theta_i}{\sum_{i=1}^n V_i \theta_i} \quad (12)$$

where, ξ_i is the damping at level i , based on the drift ductility at that level, defined as:

$$\mu_i = \theta_i / \theta_{yi} \quad (13)$$

θ_i is the design story drift and θ_{yi} is the story yield drift. V_i is the absolute value of story shear.

Step 3: Determination of the effective period T_e of the SDOF structure. The effective period of the SDOF structure at peak displacement response is found from the design displacement spectrum for the equivalent viscous damping ξ_{eq} , i.e. entering the design displacement of the substitute SDOF structure Δ_d and determining the effective period T_e (see Figure 4 a) and Eq. (14)).

$$T_e = \frac{\Delta_d}{\Delta_{D,\xi}} T_D \quad (14)$$

where T_D is the spectral displacement corner period and $\Delta_{D,\xi}$ is the spectral displacement demand at this period for the anticipated level of equivalent viscous damping and could be found from the formulation defined in the Eurocode 8 [40], as:

$$\Delta_{D,\xi} = \Delta_{D,eI} \eta \quad (15)$$

where η is the damping correction factor and could be determined by the expression:

$$\eta = \left(\frac{10}{5 + \xi_{eq}} \right)^{1/2} \quad (16)$$

The graphical approach shown in Figure 4 a) is valid for structures that have a design displacement Δ_d lower than the spectral displacement demand $\Delta_{D,\xi}$.

For cases when the design displacement (Δ_d) exceeds the $\Delta_{D,\xi}$, as presented in Figure 4 b), and according to the Model Code [34 and 35], the value of the effective period T_e should be defined in such a way that the corresponding effective stiffness is reduced, obtained by Eq. (17), and should not exceed the limit set on the effective stiffness given by Eq. (18).

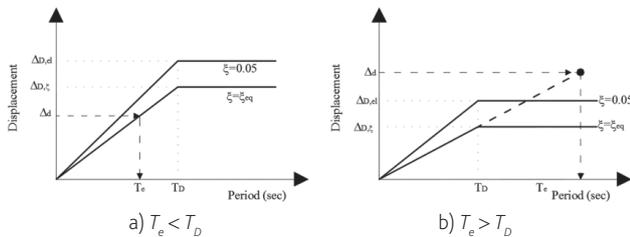


Figure 4 Design Displacement Response Spectrum (DRS) [adapted from [34]]

Step 4: Derivation of the effective stiffness k_e of the substitute structure from its effective mass and effective period, given by:

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (17)$$

$$k_{e,max} = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \cdot \frac{\Delta_{D,\xi d}}{\Delta_d} \quad (18)$$

The design base shear V_{base} is the product of the equivalent SDOF system effective stiffness and the design displacement.

$$V_{base} = k_e \Delta_d \quad (19)$$

As suggested by Priestley *et al.* [30], the $P-\Delta$ effects should be included in DDBD. According to Model Code [34], to the design base shear obtained in the previous Eq. (19) should be added a $P-\Delta$ base shear component given as:

$$V_{P-\Delta} = C \frac{\sum_{i=1}^n P_i \Delta_i}{H_e} \quad (20)$$

where H_e is the equivalent height of the SDOF substitute structure obtained with Eq. (6) and C is a $P-\Delta$ parameter that should be obtained from rational analyses or taken as zero for structures with $m_e g / K_e H_e < 0.05$, 0.5 for RC buildings and 1.0 for steel structures.

A $P-\Delta$ stability index $\theta_{P-\Delta}$ - Eq. (21), where P is the axial force due to gravity loads, should be evaluated for each level of a building and should not exceed a limit of 0.3.

$$\theta_{P-\Delta,i} = \frac{P_i (\Delta_i - \Delta_{i-1})}{V_{di} (h_i - h_{i-1})} \quad (21)$$

The design base shear is then given by the following equation:

$$V_{base} = k_e \Delta_d + V_{P-\Delta} \leq 2.5 \cdot \eta \cdot PGA \cdot m_e + V_{P-\Delta} \quad (22)$$

If the Elastic Design Spectrum is defined according to Priestley *et al.* [30], a limit is set to the design base shear as a function of the peak ground acceleration (PGA). Furthermore, the Elastic Design Spectrum depicted in Figure 4 disregards the non-linear variation in displacements that would correspond to the Eurocode 8 [40] acceleration Design Response Spectrum in the range $0 \leq T \leq T_c$, taken herein as linear (see Figure 4).

After the evaluation of the required base shear force, it is distributed in height of the MDOF structure as inertia forces and from structural analysis (Step 5); the required moment capacity at plastic hinges is obtained, as described in Step 6.

Step 5: Distribution of the design base shear force V_{base} to the locations of story mass of the building (MDOF structure), as:

$$\text{for } n < 10 \quad F_i = V_{base} \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (23)$$

$$\text{for } n \geq 10 \quad F_i = F_t + 0.9 V_{base} \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (24)$$

where $F_t = 0.1 V_{base}$ at roof level, and $F_t = 0$ at all other story levels.

Step 6: Definition of moment capacities at potential hinge locations.

There are two different methods for defining the moment capacities at potential hinge locations for frames. One requires a conventional structural analysis and is based on the stiffness of structural members at expected design displacement response; the other is a simplified method based on equilibrium considerations (statically admissible distribution of internal forces) [33].

Step 7: Capacity design requirements for frames.

Capacity design rules are required to ensure that plastic hinges cannot develop at unintended locations and only for the desired mechanism.

2.2 DDBD for dual-wall structures

The global response of a dual-wall system is a combination of both pure frame and wall building responses (see Figure 14, configuration 3). There are different dual systems configurations; the structural system could consist of boundary frames integrally linked to structural walls by moment-resisting beams or can consist of end walls and parallel one-way frames. Regardless the configuration of the dual system, the dynamic performance is significantly different from that of a pure frame or wall building structure due to the interaction that take place between the structures. Figure 5 shows a flowchart of the DDBD procedure for dual-wall structures until the calculation of the design base shear.

In Figure 5 β_f represents the fraction of base shear force carried by the frames. It may be decided based on engineering judgment; however, as suggested by [30], the total base shear V_f carried by frames could be settled between 20% and 60% of the total base shear V_{base} .

3 Investigations on the equivalent viscous damping in direct displacement-based design

From the step-by-step procedure of DDBD methodology the estimation of the equivalent viscous damping can be seen as a crucial point of the procedure. A wrong assessment of this parameter can possibly lead to important errors on the actual ductility demand of the structural elements.

A study [33] is carried to assess these formulas and to provide information on the impact of the choice of one or another formulation on the seismic design. It is more precisely focused on the proposals of Dwairi-Kowalsky [43], Eq. (25), and Blandon-Priestley [44], Eq. (26) and Eq. (27).

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{a}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu^b} \right) \cdot \left(1 + \frac{1}{(T_e + c)^d} \right) \cdot \frac{1}{N} \quad (25)$$

$$N = 1 + \frac{1}{(0.5 + c)^d}$$

(Large and narrow Takeda)

$$\xi_{eq} = \xi_0 + C_{LT} \left(\frac{\mu - 1}{\pi \mu} \right) \% \quad (26)$$

$$C_{LT} = 65 + 50(1 - T_{eff}) \quad T_e < 1s$$

$$C_{LT} = 65 \quad T_e \geq 1s$$

(Large Takeda)

$$\xi_{eq} = \xi_0 + C_{ST} \left(\frac{\mu - 1}{\pi \mu} \right) \% \quad (27)$$

$$C_{ST} = 50 + 40(1 - T_{eff}) \quad T_e < 1s$$

$$C_{ST} = 50 \quad T_e \geq 1s$$

(Narrow Takeda)

3.1 Assessment of existing formulas

As above mentioned, a study was carried out to assess the existing formulas. Thus, to be used for comparison and assessment purposes, a full set of SDOF systems are defined, for which the effective period, the maximum displacement and the ductility level are known and consistent. The main governing parameters of these simple systems are given on Figure 3. As the focus is essentially on the hysteretic behavior, the viscous damping ξ_0 is assumed equal to zero.

The parameters of the different considered SDOF systems are calibrated in such a way that the average of the maximum displacement obtained by non-linear time-history analyses (NLTHA) is equal to the displacement Δ_d of Figure 3.

The methodology followed to determine the SDOF properties, derived from a similar study proposed by Blandon and Priestley [44], is the following:

- 1) Choose a specific T_e , a given value of the post-yield ratio r and a given ductility μ . In this study, r is always considered equal to 0.05;
- 2) Make a first arbitrary guess of the displacement Δ_d . This initial guess is made according to the Priestley [29] formula for equivalent damping [33]. The displacement can then be estimated from this value of equivalent damping and from the elastic displacement response spectrum;
- 3) Knowing T_e , m_e , μ , r and Δ_d , the whole constitutive law is then defined;
- 4) A series of nonlinear time-history analyses (NLTHA) of the SDOF system are performed for different ground motions. The maximum displacement obtained for each NLTHA is recorded. The average of these maximum displacements is compared to the assumed value of Δ_d . If the difference between the assumed value and the average results is less than 0.5%, the characteristics of the SDOF system are stored, otherwise the numerical average displacement is used as a new guess of the displacement and the process starts again at step 3 with a new definition of the constitutive law.

The non-linear dynamic analyses are performed partly with Seismostruct [45], partly with Finelg [46]. Six groups of SDOF systems are defined according to the type of assumed hysteretic behavior (large or narrow Takeda model as shown in Figure 6) and to the type of ground motion time-history. The Takeda Model is used to represent the non-linear behavior of concrete structures and structural members. The narrow Takeda model ($\alpha = 0.5$ and $\beta = 0$) is generally assumed suitable for columns and walls and the large Takeda model ($\alpha = 0.3$ and $\beta = 0.6$) for RC beams and frames [47].

Three series of ground motions are first considered:

- The first series (series I) is a set of 10 accelerograms including the 5 synthetic accelerograms used by Blandon and Priestley for the calibration of their equivalent damping formula [44] and five new generated accelerograms. The current set of 10 accelerograms corresponds to a reference displacement spectrum more or less linear up to a corner period equal to 4s, with a PGA equal to 0.7g.

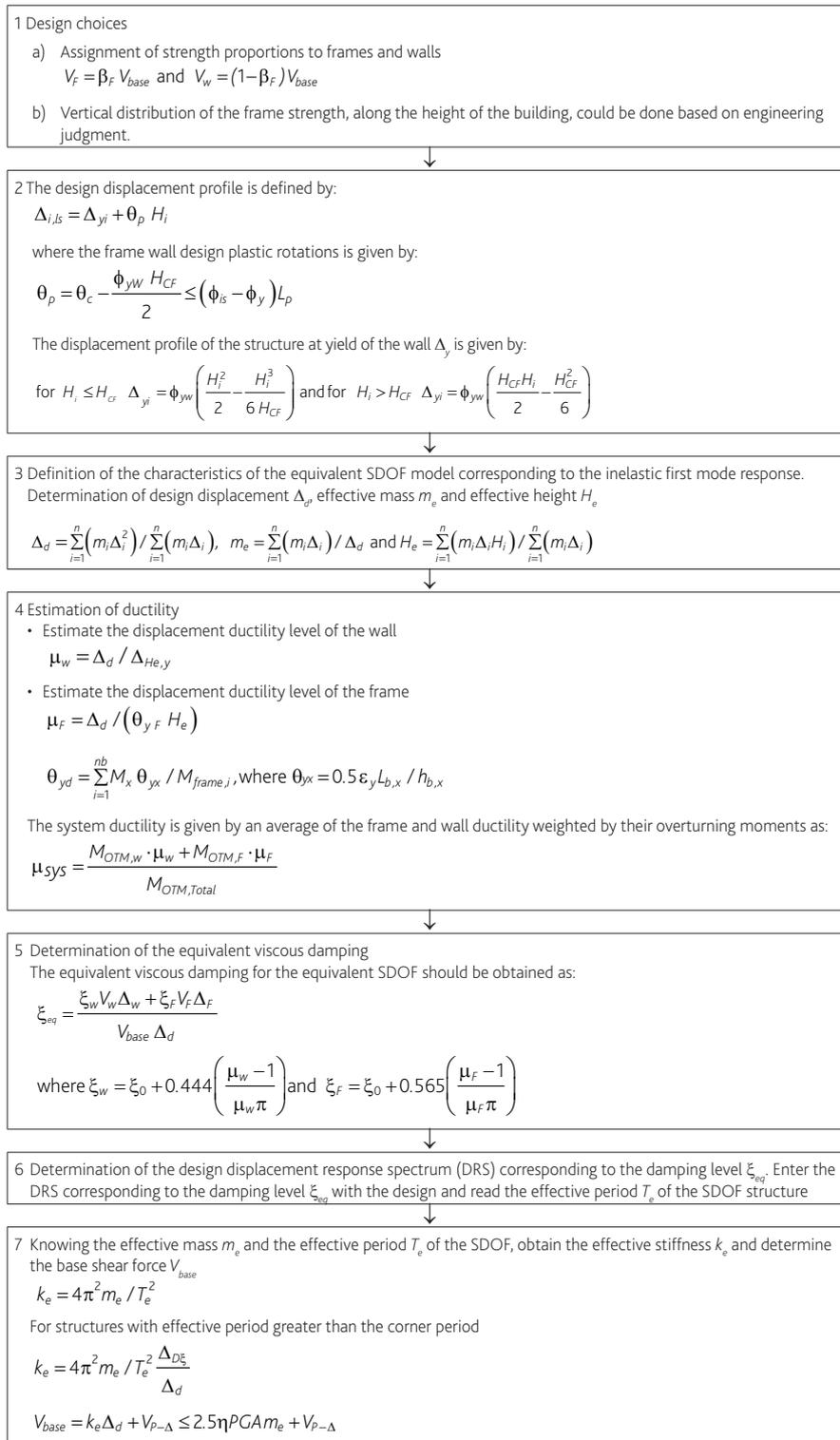


Figure 5 Flowchart of the DDBD for dual-wall structures (adapted from [35])

- The second series (series II) is a set of 10 artificially generated accelerograms with a spectrum compatible with a type 1 spectrum of the Eurocode 8, with a PGA equal to 0.7g.
- The third series (series III) is a set of 10 artificially generated accelerograms with a spectrum compatible with a type 2 spectrum of the Eurocode 8, with a PGA equal to 0.5g.

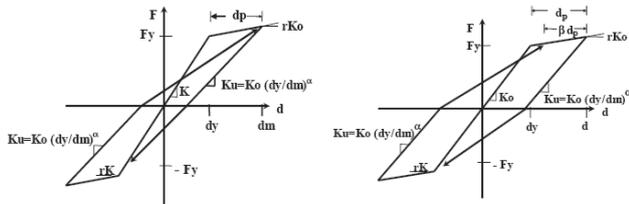


Figure 6 Takeda model [adapted from Blandon [44]]

Series III is considered only in order to be exhaustive with respect to the Eurocode 8. Indeed, a displacement spectrum exhibiting a corner period of 1.2 s is obviously unrealistic and unsafe, even if this value is the default value proposed by the Eurocode 8 for type 2 spectrum. To this purpose, it is interesting to refer to [48], where it is clearly stated that the corner period should be related to the earthquake magnitude and that the range of variation should be somewhere between 4 and 12 s, which leads to the conclusion that Eurocode seems to be clearly unsafe even for type 1 for what regards displacement spectra, since the proposed value for T_D is equal to 2 s. It is also of interest to notice that, in the Portuguese National Annex to the Eurocode 8, it is proposed to consider a corner period equal to 2 s for both type 1 and type 2 spectra. Thus, even if the results obtained with series III are fully presented in this work, it must be noticed that they are much less relevant than those corresponding to series I and II, with corner period T_D respectively equal to 2 and 4 s. Figure 7 represents, for each of the first three series, the reference displacement spectrum (herein call as theoretical spectrum, i.e. a linear function of the effective period up to the corner period T_D followed by a horizontal plateau) and the average response spectrum obtained from the selected accelerograms by linear time-history analysis (LTHA) with a viscous damping of 5%. Accelerograms of series II and III were generated with the GOSCA software [49].

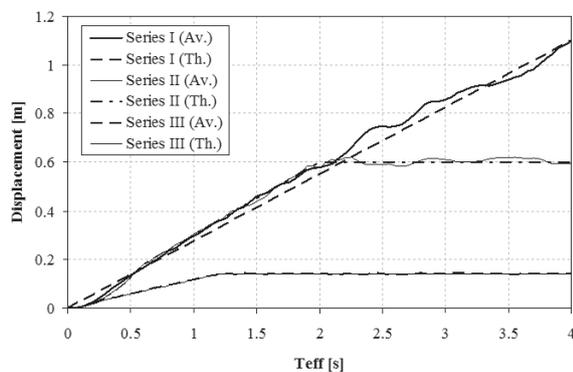


Figure 7 Reference displacement spectrum (Th.) and average numerical spectrum (Av.) for each series

As an example, Figure 8 presents the target displacement obtained for effective periods ranging from 0.5s to 3.5s and ductility ranging from 2 to 6 with the first series of accelerograms, respectively for narrow and large Takeda hysteretic model. The curves plotted on these figures can be considered as inelastic displacement spectrum expressed as a function of the effective period, i.e. associated with the period related to the secant stiffness corresponding to the maximum expected displacement.

Figures show a general trend to decreasing displacements when the ductility increases, due to a greater amount of energy dissipated in the hysteretic cycles. Further, for similar effective period and ductility, the maximum displacement obtained with the large Takeda model is smaller than the one obtained with the narrow Takeda model, which is again due to the greater amount of energy dissipated in the former model. The whole set of results obtained for the 3 series can be found in [33].

From these numerical displacements, it is then possible to evaluate an equivalent viscous damping level for each configuration (i.e. for each couple $T_e - \mu$). This is done numerically by computing, by means of linear time-history analyses, the average elastic displacement spectrum for each series of ground motion and for different level of viscous damping (varying from 0 to 40%), and by selecting the viscous damping level that provides an average spectral displacement equal to the maximum displacement of the NLTHA. These values of equivalent damping ξ_{eq} are presented on Figure 9 for the first series.

The whole set of results (available in Ref. [33]) can then be used to assess the recent proposals of Blandon-Priestley (B-P) and Dwairi-Kowalsky (D-K). Figure 10 compares the relative difference between the equivalent damping obtained from the numerical results and from the B-P and D-K formulas. The comparison is done for both narrow and large Takeda hysteretic models and for the 3 series of ground motion.

Even if it is difficult to draw general conclusions from such a small sample of ground motion, some general tendencies can be observed:

- The average relative error between numerical results on one hand and approximated results (B-P and D-K) on the other hand tends to diminish when ductility increases. This means that damping tends towards underestimated values for higher ductility level.
- A slight tendency for a decreasing error can be observed when effective period increases.
- For series 2 and 3, a very important overestimation of the damping level is observed for effective periods greater than the corner period of the displacement spectrum.
- For low ductility level, B-P approach leads to higher values of damping than D-K approach, while the tendency is inverted for high ductility level.
- Except for very short effective periods (0.5s), for periods greater than the corner and for some specific cases of low ductility, the absolute value of the relative error between numerical results and results obtained from the formulas is always under 25%.

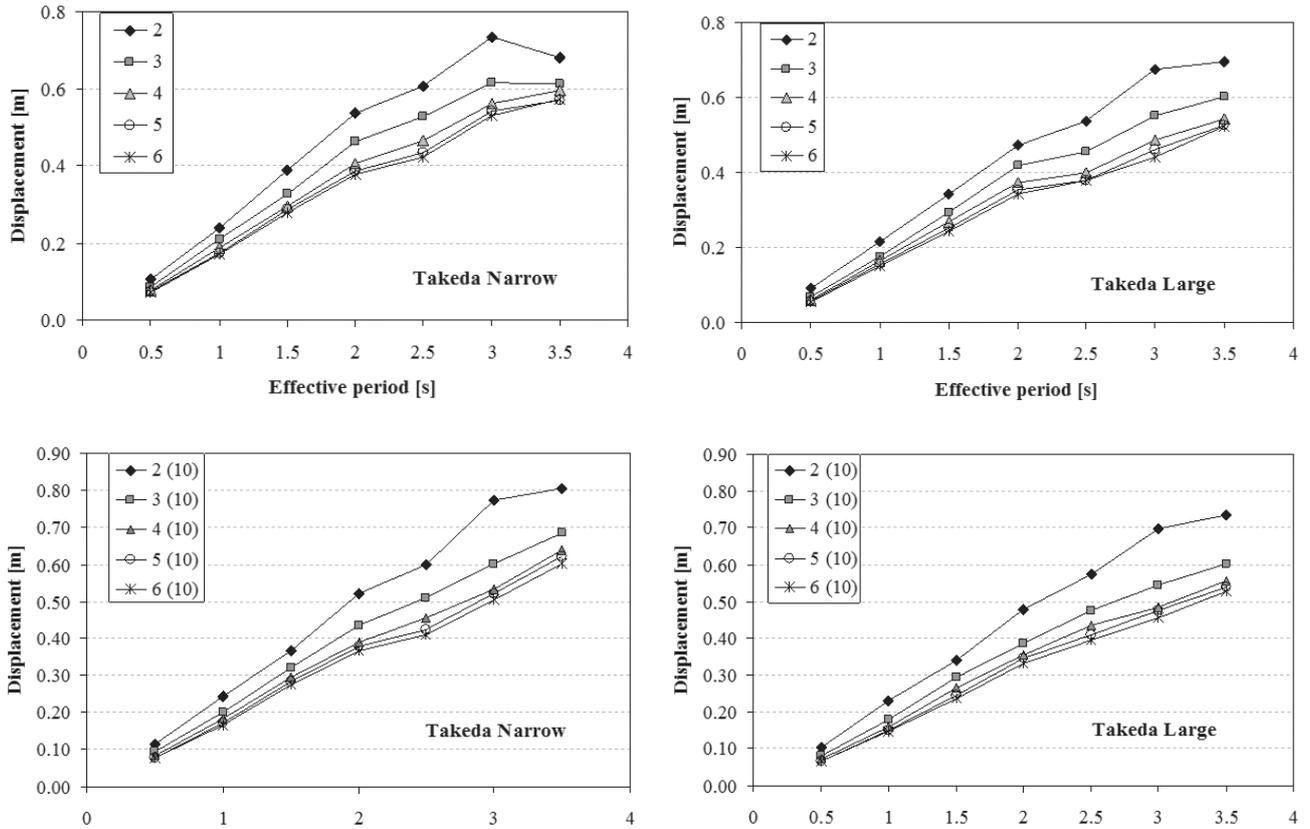


Figure 8 Displacement as a function of the effective period for different ductility level (1st series)

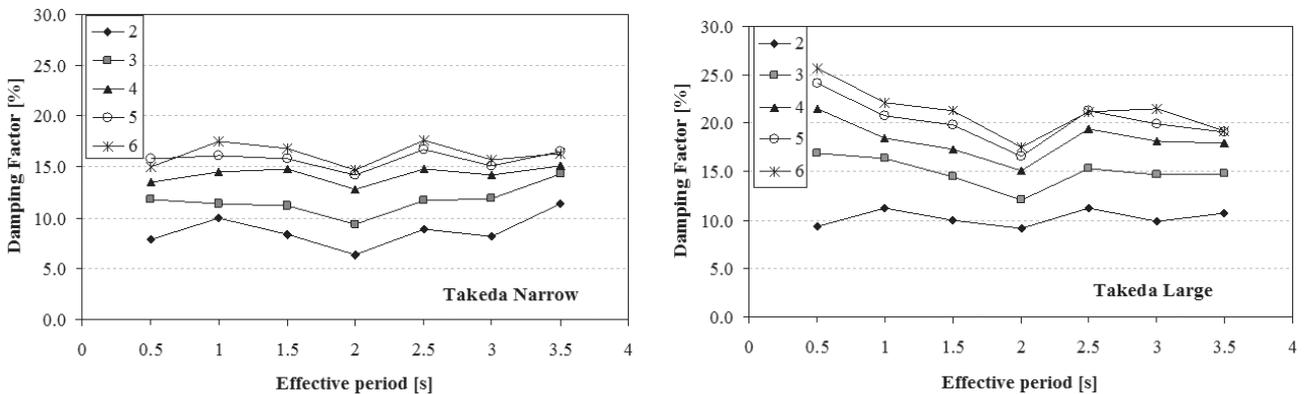


Figure 9 Equivalent damping obtained from the numerical results function of T_e (1st series)

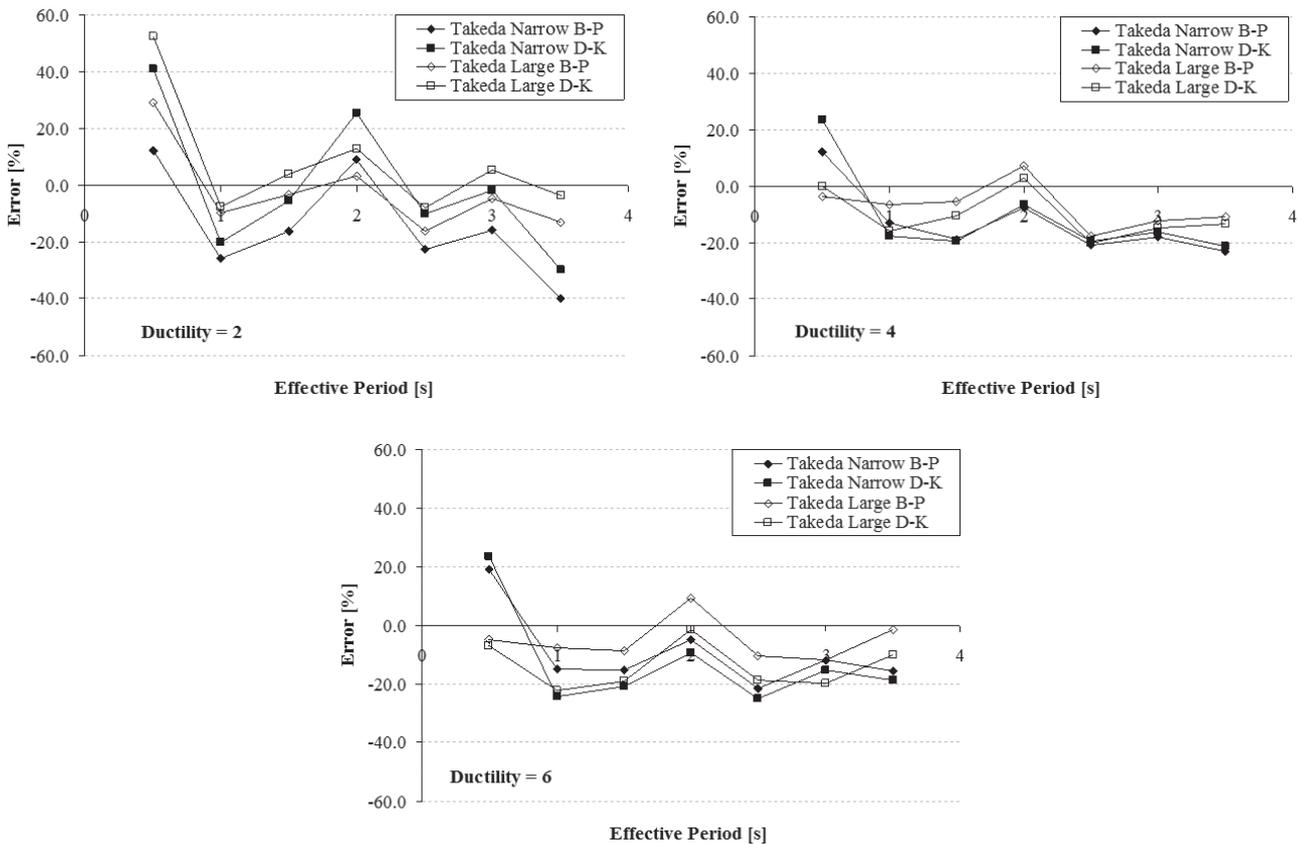


Figure 10 Relative error on the displacement $[(Dep_{formula} - Dep_{num}) / Dep_{num}]$ in % as a function of T_e (1st series)

3.2 Influence of the choice of equivalent damping formulation on the resulting design

In the DDBD context, the equivalent damping is not the final objective, but only a tool to define the characteristics of the designed system (effective period, stiffness, base shear) for a given value of the target displacement. To study the problem from this point of view, an example of design of a single circular bridge pile adapted from Priestley [20] is used (see Figure 11). The designed pile is then subjected to a series of NLTHA and the ductility assumed for the design is compared to the actual ductility demand.

The yield displacement Δ_y of the pile is given by Eq. (28). No drift limit is considered, to allow for any ductility without being limited by the overall rotation of the system.

$$\Delta_y = 2.35 \epsilon_y H^2 / 3d \quad (28)$$

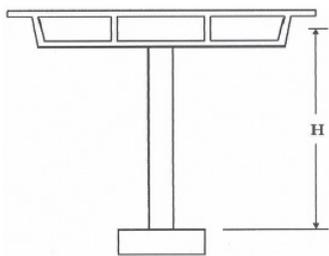
Three design situations are considered:

- Case 1: design on the base of the theoretical spectrum (i.e. a linear function of the effective period) corresponding to the first series of accelerograms considered in the previous section of the paper (see Series I in Figure 7), assuming a narrow Takeda hysteretic behavior of the pile, which is the one recommended for columns;

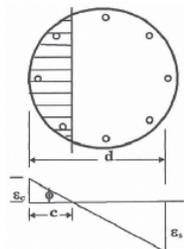
- Case 2: design on the base of the average spectrum computed from the 6 accelerograms of the first series, with a narrow Takeda hysteretic behavior. In this case, the only source of difference between the assumed ductility and the actual ductility of the system would only be the coarse estimation of the equivalent damping, while in case 1, another possible source is the difference between the theoretical spectrum used for the design and the actual spectrum corresponding to the accelerograms used for the assessment;
- Case 3: design on the base of the theoretical spectrum corresponding to the first series of accelerograms, but assuming a large Takeda hysteretic behavior, which is less realistic for a pile, but allows a comparison between different approaches proposed to relate the equivalent damping with the type of dissipative behavior.

The diameter and height of the pile are defined to target specific values of the effective period and of the design ductility, even if some of the resulting configurations may not be very representative of practical situations. The design is performed according to the formulas proposed by Priestley [3], Blandon - Priestley [44] and Dwairi-Kowalsky [43] and the resulting effective period for each situation are presented in Table II.

In all cases, Priestley formula (derived on the base of sinusoidal ground motion) leads to higher effective periods than the other two formulas and, in general, B-P and D-K approaches lead to very close values of the effective period, except for low ductility level, where D-K approach produces slightly higher values. It is also interesting to note that, when the effective period is higher, the effective stiffness and hence the design base shear are decreasing consequently.



(a) Cantilever bridge columns



(b) Column section and Limit State Strains

Figure 11 Typical geometry of the example (single pile) adopted from [20]

The resulting SDOF systems are then submitted to the accelerograms of the first series. The average actual ductility demand obtained from NLTHA is presented in Figure 12 for the different damping equations. Figure 13 emphasizes the comparison between the 3 approaches for design case 2.

From these figures, it can be observed that for an assumed ductility level equal to 2, the systems designed according to all 3 approaches exhibit an actual ductility in close agreement with the assumed ductility. On the other hand, for an assumed ductility equal to 4 or 6, the actual ductility of the systems designed according to B-P or D-K approaches is smaller than the value assumed for the design. Moreover, for Priestley approach, the actual ductility demand is closer to the assumed value, but can in some cases exceed this value. Added to the fact that the design base shear is smaller following Priestley approach than following B-P or D-K approaches, it can be stated that B-P and D-K formulas lead to a safe design since the actual ductility demand will never exceed the ductility assumed for the design and since the level of design base shear is higher.

To assess B-P and D-K equations, Table III presents three different procedures for comparing the actual ductility demands. Firstly, it compares the actual ductility demands obtained for systems designed for the same design conditions (case 1 and case 2 respectively) but using either B-P or D-K equation for the estimation of the equivalent damping. Secondly it compares the actual ductility

demands obtained with the same equivalent damping definition (B-P and D-K respectively) but with a displacement spectrum being either the theoretical one or the exact spectrum obtained for the selected accelerograms used for the NLTHA assessment. Finally the third one compares the actual ductility demands obtained with the same equivalent damping definition (B-P and D-K respectively) but corresponding to different hysteretic models (narrow or large Takeda). The main outcome of this comparison is that the average difference resulting from the choice of either B-P or D-K equation, and even from the choice of either a narrow or a large Takeda hysteretic model, is smaller than the average difference resulting from the use of either a theoretical spectrum or a real one.

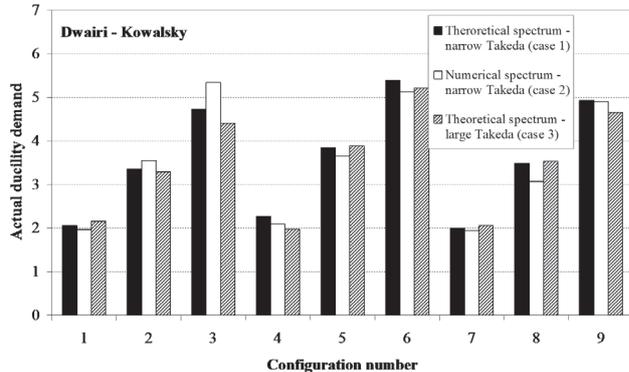
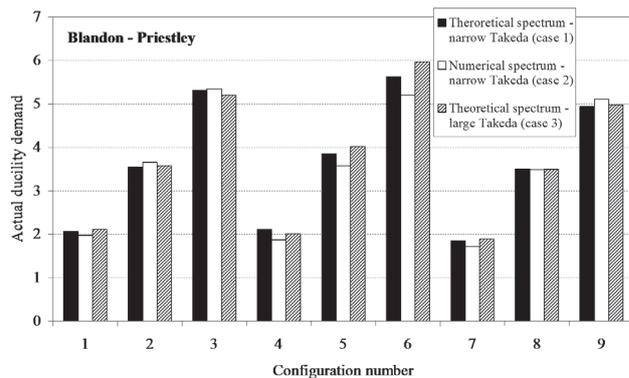
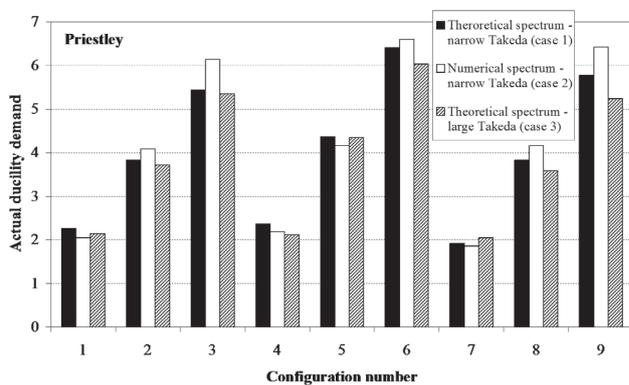


Figure 12 Results of the NLTHA assessment of the designed piles – average actual ductility

Table I Main characteristics of the pile

Configuration number	Diameter [m]	Height [m]	Elastic displacement [m]	Design ductility	Design displacement [m]
1	1.50	10	0.118	2	0.235
2	2.10	7.5	0.047	4	0.189
3	1.50	5	0.029	6	0.176
4	1.75	15	0.227	2	0.453
5	1.90	10	0.093	4	0.371
6	1.90	8	0.059	6	0.356
7	1.90	20	0.371	2	0.742
8	1.80	12	0.141	4	0.564
9	2.00	10	0.088	6	0.529

Table II Effective period obtained for the different configurations

Case 1 (Takeda narrow – design spectrum)			Case 2 (Takeda narrow – numerical spectrum)			Case 3 (Takeda large – design spectrum)		
T_{eff} [s] Priestley	T_{eff} [s] Blandon- Priestley	T_{eff} [s] Dwairi- Kowalsky	T_{eff} [s] Priestley	T_{eff} [s] Blandon- Priestley	T_{eff} [s] Dwairi- Kowalsky	T_{eff} [s] Priestley	T_{eff} [s] Blandon- Priestley	T_{eff} [s] Dwairi- Kowalsky
1.04	0.98	1.00	0.98	0.93	0.96	1.12	1.08	1.09
1.01	0.95	0.92	1.02	0.96	0.95	1.10	1.05	1.02
1.00	0.94	0.89	1.04	0.97	0.94	1.10	1.05	0.96
2.00	1.86	1.94	1.81	1.67	1.75	2.17	2.04	1.97
1.98	1.81	1.81	1.92	1.72	1.74	2.16	2.03	2.00
2.02	1.84	1.81	2.18	1.78	1.74	2.22	2.08	2.00
3.02	2.80	2.94	3.47	2.74	3.00	3.55	3.34	3.45
3.00	2.74	2.76	3.38	2.77	2.71	3.29	3.07	3.03
3.00	2.74	2.78	3.42	2.80	2.71	3.30	3.07	2.96

Table III Relative difference on the actual ductility demand between (i) B-P and D-K for the same design case, (ii) Case 1 and Case 2 for the same approach, (iii) Case 1 and Case 3 for the same approach [in %]

Configuration	B-P / D-K		Case 1 / Case 2		Case 1 / Case 3	
	Case 1	Case 2	B-P	D-K	B-P	D-K
1	-0.1	0.1	4.5	4.8	-2.3	-4.5
2	5.5	2.9	-2.9	-5.4	-0.9	2.0
3	12.2	0.1	-0.8	-11.5	1.9	7.3
4	-7.2	-10.6	12.9	8.8	4.9	15.3
5	-0.2	-2.0	7.2	5.3	-4.5	-0.8
6	4.4	1.5	8.2	5.3	-5.7	3.4
7	-7.1	-11.8	7.8	2.3	-1.9	-3.3
8	0.4	13.5	0.5	13.7	0.1	-1.3
9	0.3	4.1	-3.2	0.5	-0.7	5.8
average	0.9	-0.2	3.8	2.6	-1.0	2.6

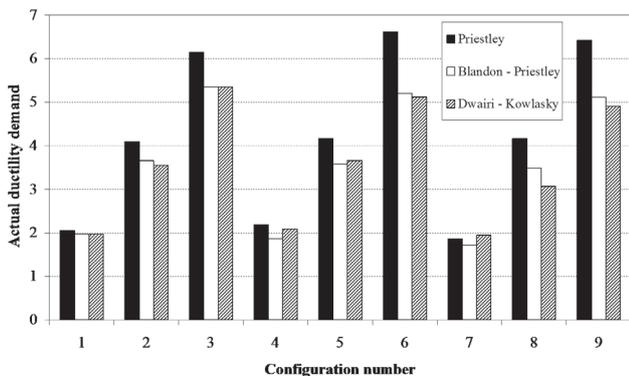


Figure 13 Results of the NLTHA for case 2 (design based on the average spectrum) – average ductility demand

3.3 Discussion

In section 3 an illustrative comparison was performed between the equivalent damping obtained from numerical NLTHA for different types of ground motion and the equivalent damping obtained with two of the most recent theoretical formulations proposed in literature [33], respectively by Blandon-Priestley and Dwairi-Kowalsky. The main outcome of this comparison is that, except in some specific conditions that should require additional investigations (i.e. very small effective periods, effective periods greater than the corner period of the displacement response spectrum and some cases of low ductility), the different approaches lead to a rather important scattering of the results, but with a range of variation of the error between the damping values obtained from numerical and theoretical approaches around 25%.

Except in the specific conditions referred above, no significant difference in terms of accuracy is evidenced between Dwairi-Kowalsky and Blandon-Priestley formulations. The consequences of choosing one or another damping equation on the design was investigated. It concludes that both Blandon-Priestley and Dwairi-Kowalsky approaches lead to an accurate design for small ductility and to a safe design, even if less accurate, for moderate to high assumed ductility. Further it appears impossible to determine if one of the two approaches is better than the other, as the difference in terms of accuracy related to the assumed shape of the design spectrum is much greater than the difference related to the choice of one or another viscous damping formulation. Therefore, it is thought that the choice between both formulations can be done according to the simplicity of the formulation, which gives an obvious advantage to Dwairi-Kowalsky proposal.

Priestley *et al.* (2007), based on Dwairi-Kowalsky equation (Eq. (25)) and on the work of Grant *et al.* [50], proposed simplified equations for the definition of equivalent damping for frames and walls (Eq. (25), Eq. (26) and Eq. (27), respectively). The study of Grant *et al.* [50] considered that (i) the period-dependency is insignificant for most rules for $T < 1$ sec and (ii) an elastic damping ratio of 5%. Thus, the coefficient C in Eq. (26) and Eq. (27) was adjusted in such way that final values are correct if the elastic damping ratio is 5%.

4 Application of the DDBD methodology to RC plane structures

In this section, a set of 3 plane RC systems (i.e. a vertically regular frame, a vertically irregular frame according to the Eurocode 8 [40] definition and a dual system) are designed according to the DDBD procedure and, with the aim of comparing procedures, to the traditional force-based design method (FBD). All structures designed are seismically assessed through nonlinear static (Pushover) and nonlinear dynamic time-history analyses, performed with Seismostruct [45] and results of both analyses are compared and discussed. Nonlinear static analyses are developed according to the N2 method, as suggested in the Eurocode 8. Nonlinear dynamic analyses are performed using a group of seven accelerograms, generated with the GOSCA software [49].

4.1 Description and design assumptions

The configurations of the RC plane structures under study, schematically presented in Figure 14, are defined based on the criterion for vertical regularity proposed in the Eurocode 8 part 1 Section 4.2.3.3. Configuration 1 is an eight-storey frame regular in elevation with three bays. Configuration 2 is similar to Configuration 1 and characterized by vertical irregularity, likely to induce a ground soft-storey plastic mechanism (first floor with 5 m height). Configuration 3 is a regular eight-storey RC plane frame-wall structure, consisting in a single RC plane frame regular in elevation coupled in the same plane with a RC wall.

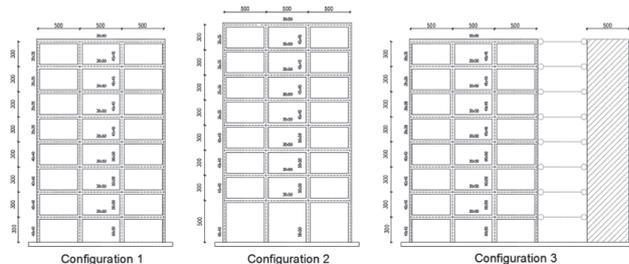


Figure 14 Plane structures under study – length and cross sections of the structural elements [dimension in cm]

In addition to the self-weight of the beams and the slab, a distributed dead load of 2 kN/m^2 due to floor finishing and partitions is considered, as well as an imposed live load with nominal value of 2 kN/m^2 . The slab thickness is equal to 0.15 m and its contribution to the structural response was taken in account by considering an effective beam width as proposed in the Eurocode 8 [40], Section 5.4.3.1.1. The column cross sections are defined (see Figure 14), in order to limit the normalized axial force [40]. For the DDBD procedure, an overall drift limit (θ_c) of 2.5% for configuration 1 and 2 and 2.0% for configuration 3 are respectively considered, in accordance with the DDBD Model Code [35] suggestion. The soil-foundation-structure interaction is not taken into account. The bases of the columns are assumed to be fixed. For the seismic load combination, dead loads are considered with their nominal value and live loads as 30% of their nominal value.

According to the results achieved and the discussion presented in section 3, for the definition of equivalent damping for RC frames and walls, Eq. (29) and Eq. (30), respectively – are the ones used in this work in the following sections:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\pi \mu} \right) \quad (29)$$

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\pi \mu} \right) \quad (30)$$

4.2 Seismic action

The buildings set is considered being in Portugal (Algarve) as an ordinary building class of importance II ($\gamma_I = 1.0$ for ordinary buildings). The seismic action is defined according to the Eurocode 8 and the Portuguese National Annex [51] with the elastic acceleration response spectrum S_a for subsoil class D. The design ground acceleration a_g used in the definition of the response spectrum was 0.25 g. The elastic 5% damped displacement spectrum S_{De} used for DDBD is characterized by a corner period of 2 sec. Figure 15 shows, as an example, one of the seven accelerograms generated with the GOSCA program [49] and used in the nonlinear dynamic time-history analyses. Figure 16 shows the corresponding response spectra in acceleration and displacement.

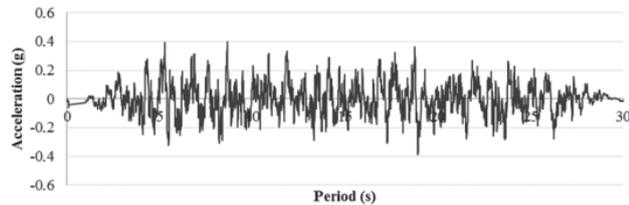


Figure 15 Accelerogram generated with the software GOSCA

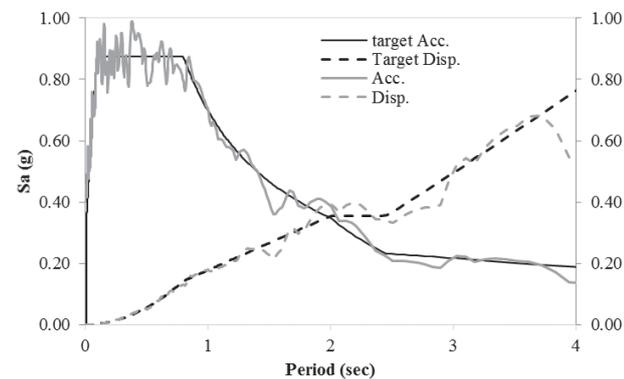


Figure 16 Reference and corresponding Elastic Acceleration and Displacement Response Spectrum

4.3 Design

The DDBD and FBD procedures are applied to RC plane structures described previously. Table IV and Table V show the main design

parameters related with DDBD procedure up to the definition of the base shear for RC plane frame-wall structure for different fractions of the total base shear supported by the frame, β_F (i.e. $\beta_F = 0.40, 0.50$ and 0.60).

Regarding the DDBD procedure for frame structures, the required flexural strength of beams was obtained by means of equilibrium considerations and for columns a simple procedure was adopted as suggested by Priestley *et al.* [30], considering central points of contra-flexure in each column. The simple procedure admitting the central points of contra-flexure in each column to obtain the required flexural strength of members is more straightforward than considering equilibrium considerations [33]. The design moment at the column base was assumed as $0.60 V_c H_1$, where V_c is the column shear and H_1 is the height of the first floor as suggested by Priestley *et al.* [29].

In [33], the DDBD procedure is described for regular plane frame-wall structures. Herein β_F was considered as 40%, 50% and 60%, respectively.

The FBD procedure is performed by linear dynamic response spectrum analysis where the behaviour factor ($q = q_0 k_w$) was considered equal to 3.9 for regular frame buildings and 3.6 for the regular plane frame-wall building.

Reinforcement schemes for DDBD and FBD procedures have been defined and the criterion for ductile behaviour of concrete sections defined in the Eurocode 8 [40] fulfilled (Ductility Class Medium – DCM). Minimum and maximum longitudinal reinforcement adopted for beams are defined in Eurocode 2 (2010), Section 9.2.1.1. ($A_{s,min} = 0.26 f_{ctm} / f_{yk} b_t d^{(1)}$ with a minimum value of $0.0013 b_t d$). The maximum value for beam reinforcement area is $0.04 A_c^{(2)}$.

For columns, minimum and maximum longitudinal reinforcement as defined in Eurocode 2 Part 1 (2010), Section 9.5.2. ($A_{s,min} = 0.10 N_{ED} / f_{yd}^{(3)}$ or $0.002 A_c$) was taken in consideration. The maximum value for column reinforcement area is $0.04 A_c$.

For walls, minimum and maximum longitudinal reinforcement as defined in Eurocode 2 Part 1 (2010), Section 9.6.2. ($0.002 A_c \leq A_{sv} \leq 0.04 A_c^{(4)}$).

Table VI and Table VII provide the average reinforcement ratio obtained for configurations 1, 2 and 3 designed with the DDBD and FBD methodology, respectively.

It can be stated from the Table VI for frame structures 1 and 2 designed with DDBD procedure the amount of total average reinforcement is 39.5% and 5.1% higher when compared with FBD procedure, respectively. In total, the amount of total longitudinal reinforcement is about 40% higher for the regular frame structure (configuration 1) designed with DDBD methodology and this is due to the increase of the reinforcement in both structural elements (beams and columns, but significantly more in columns). Thus, it can be realized that structures designed according to DDBD procedure

⁽¹⁾ $A_{s,min}$ – minimum longitudinal reinforcement; f_{ctm} – mean value of axial tensile strength of concrete; f_{yk} – characteristic yield strength of reinforcement; b_t – mean width of the tension zone; d – Effective depth of a cross-section; ⁽²⁾ A_c – total cross-sectional area of a concrete section; ⁽³⁾ $A_{s,min}$ – minimum longitudinal reinforcement; N_{ED} – design value of the applied axial force (tension or compression); f_{yd} – design yield strength of reinforcement; ⁽⁴⁾ A_{sv} – area of vertical reinforcement.

Table IV Design parameters for frame structures under study (DDBD procedure)

Conf., i	H_n [m]	h_1 [m]	$h_i (i > 1)$ [m]	Δ_{dtop} [m]	H_e [m]	m_e [ton]	Δ_y [m]	Δ_d [m]	μ	ξ_{eq} [%]	T_e [s]	V_{base} [kN]
1	24	3	3	0.465	16.62	365.71	0.229	0.345	1.51	10.52	2.26	905.40
2	26	5		0.512	18.70	387.10	0.249	0.384	1.54	10.27	2.49	799.62

Table V Design parameters for different base shear sharing between wall and frame in the dual structure (DDBD procedure)

β_F	θ_{CF}	H_e [m]	m_e [ton]	Δ_d [m]	μ_F	μ_w	ξ_F [%]	ξ_w [%]	T_e [s]	V_{base} [kN]
0.40	0.032	17.10	412.60	0.304	1.29	3.08	0.091	0.150	2.05	1154.00
0.50	0.028	18.4	446.70	0.344	1.36	3.67	0.097	0.153	2.31	981.00
0.60	0.020	16.8	429.30	0.329	1.43	6.73	0.100	0.1700	2.21	1032.00

Table VI Average reinforcement ratio in %

ρ (%)	Frame	DDBD	FBD	Difference (%)
Average – Frame	1	2.12	1.52	39.5%
	2	2.05	1.95	5.1%
Outer columns – average	1	2.85	2.00	42.5%
	2	2.31	2.33	-0.9%
Inner columns – average	1	2.14	1.41	51.8%
	2	2.09	2.22	-5.9%
Columns average	1	2.41	1.64	47.0%
	2	2.19	2.22	-1.4%
Beam outer bay	1	1.83	1.41	29.8%
	2	1.89	1.61	1.2%
Beam inner bay	1	1.84	1.42	29.6%
	2	1.90	1.61	1.2%

Table VII Average reinforcement ratio in % – β_F

ρ (%)	β_F	DDBD	FBD	Difference (%)
TOTAL	0.4	1.31	1.32	- 0.5%
	0.5	1.29	1.32	- 2.3%
	0.6	1.24	1.32	- 6.2%
Frame	0.4	1.93	1.95	- 1.2%
	0.5	1.91	1.95	- 2.5%
	0.6	1.95	1.95	0.0%
Wall	0.4	0.70	0.68	1.5%
	0.5	0.67	0.68	- 2.0%
	0.6	0.57	0.68	- 16.5%
Outer columns average	0.4	2.36	2.85	- 17.1%
	0.5	2.46	2.85	- 13.6%
	0.6	2.46	2.85	- 13.6%
Inner columns average	0.4	2.55	2.13	19.8%
	0.5	2.49	2.13	16.8%
	0.6	2.49	2.13	16.8%
Columns average	0.4	2.31	1.67	38.3%
	0.5	2.42	1.67	44.9%
	0.6	2.74	1.67	64.1%
Beam outer bay	0.4	1.40	1.50	- 7.0%
	0.5	1.35	1.50	- 10.4%
	0.6	1.35	1.50	- 10.4%
Beam inner bay	0.4	1.40	1.54	- 9.6%
	0.5	1.35	1.54	- 12.9%
	0.6	1.35	1.54	- 12.9%

led, as expected, to the development of the desired mechanism. In fact, this procedure shows to be very rational and effective in structural design as it controls structural displacements and thus it controls damage level (assuring a uniform distribution of damage in height) and collapse risk.

Revising Table VII it can be stated that DDBD procedure led to a structure with higher amounts of average of reinforcement ratio for regular dual systems. The most noteworthy value is observed for the fraction of base shear supported by the frame (β_f) of 0.40, ranging about 15%. This tendency is inverted for the irregular in elevation dual systems, where the values of average reinforcement ratios are similar or lower than those obtained by means of FBD procedure for different values of the total fraction of base shear supported by the frame (β_f) of 0.40, 0.50 and 0.60, respectively.

4.4 Performance assessment

The set of frames designed according to DDBD and FBD procedures have been seismically assessed through nonlinear static (Pushover) analyses and nonlinear dynamic time-history analyses. For nonlinear static analyses, the N2 method was performed according to the Eurocode 8 [40] part 1 Section 4.3.3.4.2.2, using two vertical distributions of the lateral loads, uniform and modal patterns.

In the framework of performance-based design, several performance limit states are selected and identified, in terms of strain and drift limits (see [33]).

The results of Pushover analysis and Nonlinear Time-History analyses carried out on configurations 1, 2 and 3, designed according to DDBD and FBD procedures, are shown hereunder. In Figure 17, the capacity curves obtained considering a first mode proportional load pattern for both design procedures are depicted, representing in these curves the target displacement obtained by N2 method (EC8) and corresponding base shear (marked with a red cross). The results obtained with N2 method for the frame-wall structure designed by both procedures are also presented for different seismic intensities (i.e. for return periods of 475, 1344 and 2475 years).

For Configuration 1 designed according to DDBD procedure a base shear 29% higher when compared with the base shear obtained for the frame structure designed with FBD procedure is reached. For Configuration 2 and for both design procedures the capacity curves are similar, however the frame structure designed with FBD exhibits less strength degradation.

From Figure 17 c) to f) it is clear that only the frame-wall designed with DDBD with a β_f very similar to the one designed with FBD (Figure 17 e) has a different capacity, being less stiff and with lower strength than all the other frame-walls.

Figures 17 a) and 17 b) also present the results obtained by means of the N2 method and median results from nonlinear time history analyses for the structure designed with DDBD procedure, namely the maximum top displacement (and the correspondent base shear) and the maximum base shear (with the correspondent top displacement) for different seismic intensities (i.e. for return periods of 72, 475 and 2475 years). From the presented results, one can observe that the N2 method leads to conservative maximum roof displacements when compared with the nonlinear dynamic analysis

results (THA – seismic intensity correspondent to 475 years return period).

Figures 18 and 19 show the deformed shape of studied frames, for both design procedures, when the ultimate strain of steel is reached. In these figures, green marks correspond the first yield of steel, yellow marks the first fracture of steel, red marks the first crushing of core concrete, and orange marks the first spalling of concrete cover.

Figures 18 and 19 show that the seismic assessment of the final frame structure designed with DDBD procedure leads to the development of an inelastic mechanism corresponding to the expected one (i.e. plastic hinges formation at beam-ends and base of the columns). For the configurations designed according FBD procedure, when the ultimate strain of steel is reached in some fibres, some crushing of concrete occurs at some columns ends located at the third floor (Figure 18 a). This undesirable behaviour is not verified for the frame designed with DDBD method.

The inter-story drift ratio are presented in Figure 20 for both design procedures and nonlinear analyses performed, considering the seismic action correspondent to the return period of 475 years. In these figures, THA stands for nonlinear time history analyses and N2 for the method used in the nonlinear static analyses. For the THA results, it is shown that the outcomes corresponding to the mean and the mean \pm standard deviation.

From Figure 20 a) and b), it can be observed that the design drift limit imposed for the first floor by the DDBD ($\theta_c = 2.5\%$) in terms of inter-storey drift ratio is never reached, whatever configuration and design method is considered. The Overall behaviour of the frames is consistent with the design assumptions according to the DDBD procedure. The results regarding the inter-story drift at lower stories show a different trend from the expected one for a frame building, i.e. the inter-story drift is not decreasing along the height of the building. This can be explained by the modelling assumptions where fixed bases have been considered for the columns. It can be remarked that the target performance level considered in the DDBD design procedure is not reached. Furthermore, for frame structures (Configurations 1 and 2) designed according to the FBD procedure present smaller displacements and interstory-drift ratios in the lower stories when compared with those obtained for same case study designed by means of DDBD procedure; i.e. the results are more conservative for lower stories. The opposite occurs at the middle stories (see Figure 20 a) and b)) where, for the FBD procedure, the interstory-drift ratio reaches 2.5%.

Once more, from the presented results presented in Figure 20 a) and b) one can observe that the N2 method generally leads to conservative displacements and inter-story drift when compared with the nonlinear dynamic analysis.

Revising the results presented in Figure 20 c), it is clear that the design deformation profile defined with the nonlinear static analyses has been correctly matched (i.e. it is very similar to the one obtained with THA). Furthermore, when one compares the average of the maximum recorded displacements and inter-story drifts with the design values for the performance level considered, these are much smaller, far from being reached for the above mentioned seismic intensity.

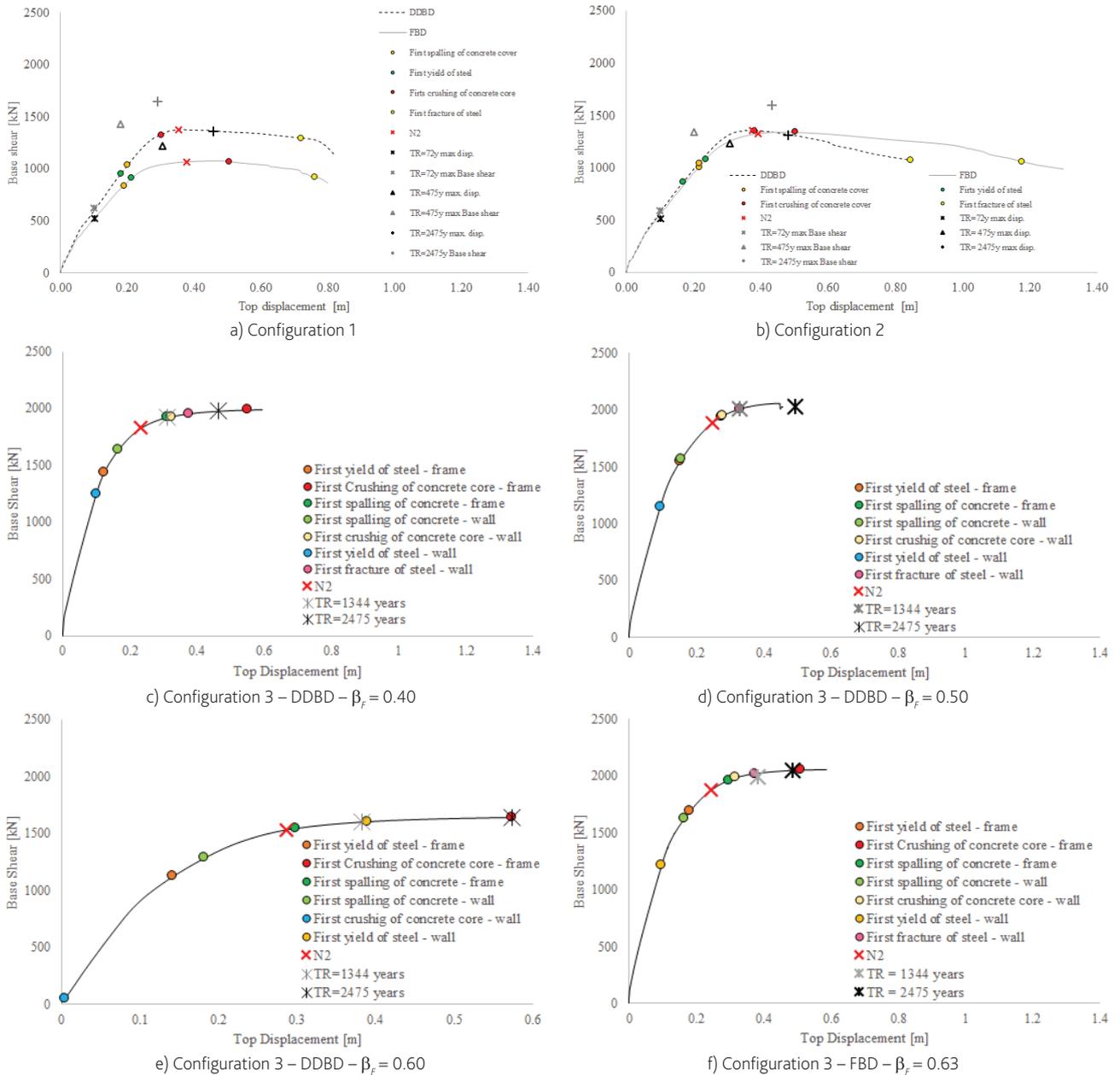


Figure 17 Capacity curves

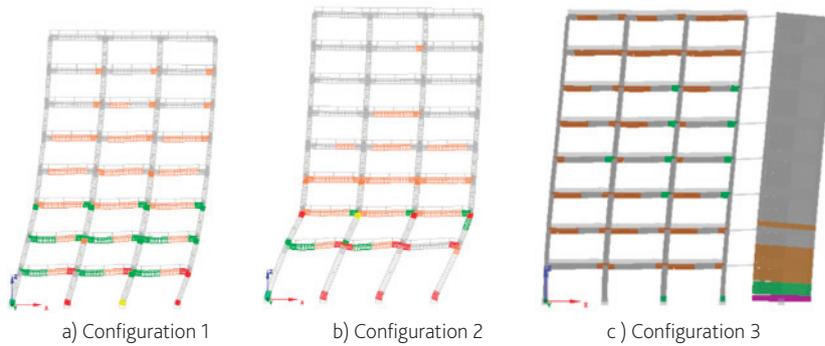


Figure 18 Deformed shape for DDBD procedure – Reached ultimate strain of steel

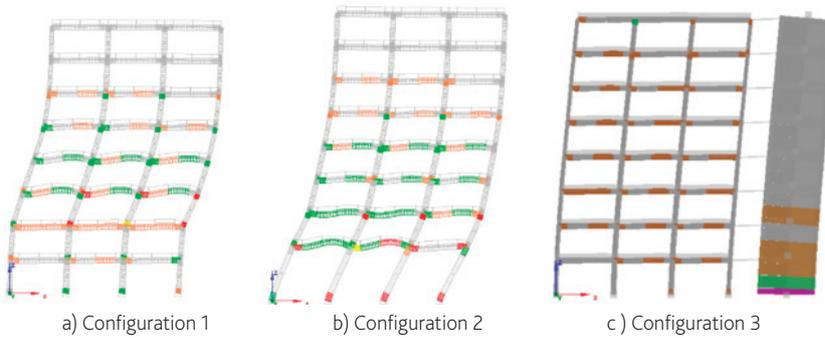


Figure 19 Deformed shape for FBD procedure – Reached ultimate strain of steel

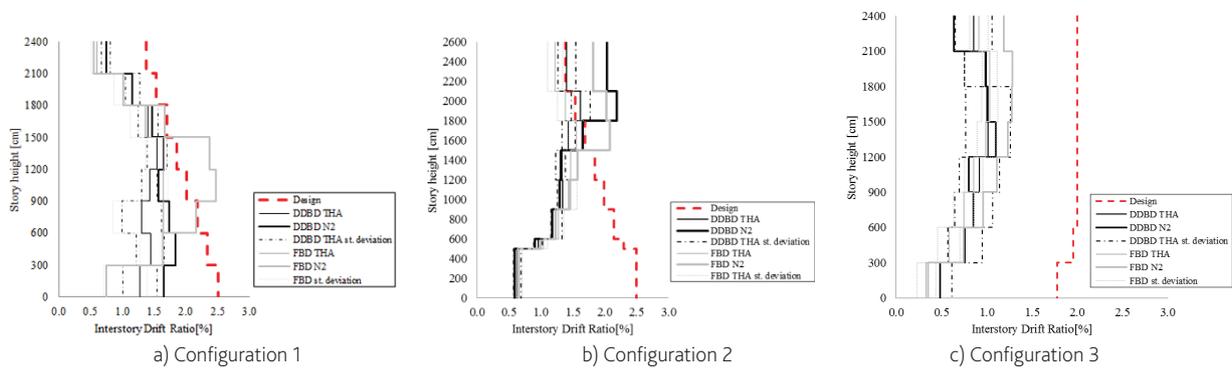


Figure 20 Inter-story drift profile

The dual systems designed with DDBD methodology result in structures with higher amounts of longitudinal reinforcement for frames, but this trend is inverted in walls. Nevertheless, the DDBD methodology allows an enhanced spread of nonlinear behaviour throughout the frame structure, leading to the development of a mechanism corresponding to the expected one (i.e. plastic hinges formation at beam-ends and base of the wall). The outcome of the DDBD applied to dual system is that the design procedure allows to the designer to directly control the forces developed in the structure by choosing strength proportions at the start of the design procedure [33].

Finally, with the results obtained, and essentially for the frame-wall structure, it is clear that the design drift limit imposed according to the DDBD methodology, in terms of inter-storey drift ratio, is never reached. One reason for this is certainly related to the definition of the displacement response spectrum. This displacement spectrum for damping values higher than the nominal value of 5% of critical, will be obtained by applying scaling factors to the 5% damped ordinates. These scaling factors, proposed by design codes, are independent of the nature of the expected ground shaking. In fact, some studies have shown (e.g. [47]) that the scaling factors for different damping levels vary with magnitude and distance, putting in evidence a dependence of the scaling on the duration of shaking that increases with the damping ratio. The work of Bommer and Mendis [48] has shown that the spectral scaling factors vary with seismological features: magnitude, distance, duration and to the site conditions. These findings should be considered in future work to the proper definition displacement response spectra for design.

5 Conclusions

The objective of this paper was to investigate and clarify some aspects of an emergent design method, the DDBD method, which is gaining popularity in both the research and practicing earthquake engineering communities. This method is fast and simple to apply, allowing to design a structure to satisfy a pre-defined drift level. All the steps of the DDBD method, in particular for RC frame and dual frame-wall structures, are investigated.

A review and background assessment of performance-based seismic design procedures has been carried out, especially displacement-based procedures, based on which the design procedure known as DDBD is selected. The equivalent viscous damping which has been identified as a crucial parameter of the DDBD methodology was investigated. A comprehensive inventory of the expressions available in the literature to correlate the effective period, the design ductility and the equivalent damping is carried out and a systematic comparison of the numerous existing expressions for the equivalent damping is performed. A comparison is also performed between the equivalent damping obtained from numerical NLTHA for different types of ground motion and the equivalent damping obtained with two recent theoretical formulations proposed respectively by Blandon-Priestley and Dwaiiri-Kowalsky and the results discussed in detail. The main outcome of this comparison is that, except in some specific conditions that require additional investigation (i.e. very small effective periods, effective periods greater than the corner period of the displacement response spectrum and some

cases of low ductility), the different approaches lead to a rather important scattering of the results, with a range of variation of the error between the damping values obtained from numerical and theoretical approaches around 25%. Furthermore, it appears impossible to determine which approach is better, as the difference in terms of accuracy related to the assumed shape of the design spectrum is greater than the difference related to the choice of one or another viscous damping formulation. Therefore, it is thought that the choice between both formulations can be based on simplicity, which gives a clear advantage to the Dwaiiri-Kowalsky proposal but also provides argument for the current choice of an even simpler formulation made in pre-normative documents.

A set of RC plane structures (two frames, regular and irregular in height, and a frame-wall structures, designed for different strength proportions carried by the frame) are characterized and designed according to the DDBD and to the traditional force-based design method as proposed in European standard for seismic design, the Eurocode 8, and their performance is evaluated. It is found that the global behaviour of the case study plane frame structures with the DDBD is consistent with the design assumptions according to this design procedure. For the earthquake intensity considered in the design it is observed that the target performance level is not reached, whatever the design method considered. No special improvements are noticed for DDBD in comparison with FBD but it is worth to note that for this seismic intensity the frames are performing adequately. The set of buildings designed with the DDBD methodology resulted in structures with slightly higher amounts of longitudinal reinforcement in the columns. However, based on the results obtained for the set of frame buildings analysed, it seems that, in general, the DDBD methodology leads to the development of a mechanism corresponding to the expected one. One can point out that the DDBD method has been successfully verified for a set of structural typologies, regular and irregular, leading, in most of the cases studied, to a better seismic design than the traditional procedures.

The advantage of the DDBD applied to plane structures is that the design procedure allows the designer to have direct control over the forces developed in the structure by choosing strength proportions at the start of the design procedure.

Moreover, from the results obtained, and mainly for the dual frame-wall structure, one can conclude that the design drift limit imposed in accordance to the DDBD methodology in terms of inter-storey drift ratio is never reached. One reason for this is certainly related to the definition of the displacement response spectrum, used for the DDBD procedure and defined in the Eurocode 8. This displacement spectrum, as it is also proposed in other design codes, for critical damping values higher than the nominal value of 5%, will generally be obtained by applying scaling factors to the 5% damped ordinates. These scaling factors, proposed by design codes, are functions of the damping ratio and, in some cases, the response period, but are independent of the nature of the expected ground shaking. Future work is needed to determine appropriate spectral scaling factors, which would consider different seismological features. This would be essential for the adequate definition of displacement response spectra for design, thus leading to more improved estimates of the design motions.

References

- [1] Park R.; Paulay, T. (1975) – *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons. New York, 769p.
- [2] Priestley, M.J. (1993) – "Myths and fallacies in earthquake engineering-conflicts between design and reality", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 26(3), 329–341.
- [3] Priestley, M.N.J.; Grant, D. N.; Blandon, C.A. (2005) – "Direct Displacement-based Seismic Design", NZSEE Conference.
- [4] Fib. (2003) – "Displacement-based Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. State-of-the-art Report". Bulletin 25, Federation International de Beton, Lausanne Switzerland, 196.
- [5] Sullivan, T.J.; Calvi, G.M.; Priestley, M.J.N.; Kowalsky, M.J. (2003) – "The Limitations and Performances of Different Displacement-Based Design Methods". *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7 (SP1), 201-241.
- [6] Priestley M.J.; Kowalsky M.J. (2000) – "Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings". *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 44(2), 145–165.
- [7] Shibata, A.; Sozen, M.A. (1976) – "Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C." *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 102, (12), 3548-3566.
- [8] Gulkan, P.; Sozen, M.A. (1974) – "Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motion". *ACI Journal*, ACI, Vol. 17(12), 604-610.
- [9] Sozen, M.A. (1981) – *Review of Earthquake Response of RC Buildings with a View of Drift Control State-of-art in Earthquake Engineering*.
- [10] Moehle, J.P. (1984) – "Strong Motion Drifts Estimates for R/C Structures". *Journal of Earthquake Engineering*, ASCE, Vol. 110 (9), 1988-2001.
- [11] Saiidi, M.; Sozen, M. A. (1979) – "Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures". SRS No. 465, Univ. of Illinois, Urbana.
- [12] Qi, X.; Moehle, J.P. (1991) – "Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes", Report NO UCB/EERC-91/02, EERC, UC Berkeley, CA, 186 pp.
- [13] Shimazaki, K.; Sozen, M. A. (1984) – "Seismic drift of reinforced concrete structures," *Tech. Res. Rep. of Hazama-Gumi*, Tokyo, 145-166.
- [14] Moehle, J.P. (1992) – "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes. Earthquake Spectra", EERI, Vol. 8 (3), 403-428.
- [15] Kowalsky, M.J.; Priestley, M.J.N.; MacRae, G.A. (1994) – "Displacement-Based Design: A Methodology for Seismic Design Applied to Single Degree of Freedom Reinforced Concrete Structures. Structural Systems", Research Report, University of California, San Diego.
- [16] Kowalsky, M.J.; Priestley, M.J.N.; MacRae, G.A. (1995) – "Displacement-Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24(12), 1623-1643.
- [17] Calvi, G.M.; Kingsley, G.R. (1995) – "Displacement-Based Seismic Design of Multi- Degree-of Freedom Bridge Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 1247-1266.
- [18] Priestley, M.J.N.; Calvi, G.M. (1997) – "Concepts and Procedures for Direct Displacement-Based Design and Assessment". *Proc., Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Fajfar, P. and Krawinkler, H. (Eds.), Bled, Slovenia, June 24-27, 1997, A.A. Balkema, Rotterdam, 171-182.
- [19] Kowalsky, M.J. (2002) – "A Displacement-Based Approach for the Seismic Design of Continuous Bridges". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31 (3), 719-747.
- [20] Priestley, M.J.N.; Calvi, G.M. (2003) – "Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Bridges". *Proc.: ACI 2003 International Conference: Seismic Bridge Design and Retrofit for Earthquake Resistance*, December 8-9, 2003, La Jolla, CA.
- [21] Calvi, G.M.; Pavese, A. (1995) – "Displacement-Based Design of Building Structures. European Seismic Design Practice: Research and Application", *Proceedings of the Fifth SECED Conference*. United Kingdom, Oct. 26-27.
- [22] Priestley, M.J.N.; Kowalsky, M.J.; Ranzo, G.; Benzoni, G. (1996) – "Preliminary Development of Direct Displacement-Based Design for Multi-Degree of Freedom Systems", *Proc.: 65th Annual SEAOC Convention*, Maui, Hawaii, U.S.A., 47-66.
- [23] Priestley, M.J.N.; Calvi, G.M. (1997) – "Concepts and Procedures for Direct Displacement-Based Design and Assessment". *Proc., Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Fajfar, P. and Krawinkler, H. (Eds.), Bled, Slovenia, June 24-27, 1997, A.A. Balkema, Rotterdam, 171-182.
- [24] Priestley, M.J.N. (1998a) – "Brief Comments on Elastic Flexibility of Reinforced Concrete Frames and Significance to Seismic Design". *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol.31 (4), 246-259.
- [25] Priestley, M.J.N. (1998b) – "Direct Displacement-Based Seismic Design of Buildings". *Proc., Asia-Pacific Workshop on Seismic Design and Retrofit of Structures*, Taipei, China, August 10-12, NCREE, 549-569.
- [26] Loeding, S.; Kowalsky, M.J.; Priestley, M.J.N. (1998) – "Displacement-Based Design Methodology Applied to R.C. Building Frames". Structural Systems Research Report, SSRP -98/06, University of California, San Diego.
- [27] Priestley, M.J.; Kowalsky, M.J. (2000) – "Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings". *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 44(2), 145–165.
- [28] Kowalsky, M.J.; Ayers, J.P. (2001) – "Investigation of Equivalent Viscous Damping for Direct Displacement-Based Design". *Proc.: The Third U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Design*.
- [29] Priestley, M.J.N. (2003) – "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited". The 9th Mallet Milne Lecture, IUSS Press (Rose School), Pavia, Italy, 121 pp.
- [30] Priestley, M.J.; Calvi G.M.; Kowalsky M.J. (2007) – "Displacement-Based Seismic Design of Structures". IUSS Press, Pavia, Italy.
- [31] Pettinga, J.D.; Priestley, M.J.N. (2005) – "Dynamic behaviour of reinforced concrete frames designed with direct displacement-based design". *Journal of Earthquake Engineering*. Vol 9 (2), 309-330.
- [32] Sullivan, T.; Priestley M.J.; Calvi G.M. (2006) – "Seismic Design of Frame-Wall Structures". ROSE Research Report No.2006/02, IUSS Press, Pavia.

- [33] Massena, B. (2017) – *Reliability Assessment of the Direct Displacement-Based Design Methodology*, PhD thesis, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
- [34] Calvi, G.M.; Sullivan, T.J. editors (2009) – *A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures*, DBD09, IUSS press, Pavia, Italy.
- [35] Sullivan, T.J.; Calvi, G.M.; Priestley, M.J.N. editors (2012) – *A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures*, DBD12, IUSS press, Pavia, Italy.
- [36] Powell, G. (2008) – *Book review: Displacement-Based Seismic Design of Structures, Earthquake Spectra*, Volume 24, No. 2, pages 555–557
- [37] Sullivan, T.J.; Bono, F.; Magni, F.; Pinho, R.; Calvi, G.M. (2012) – "DBDsoftware: A program for the displacement-based seismic design of structures, Beta Version". EUCENTRE, www.eucentre.it.
- [38] Sullivan, T.; Bono, F.; Nievas, C.I.; Magni, F.; Calvi, G.M. (2014) – "DBDsoft: A program for the displacement-based seismic design of structures, Beta Version" EUCENTRE, www.eucentre.it.
- [39] Sullivan, T. (2014) – "Analysis methods for Performance Base Design in future version of EN1998", *2nd European conference in Earthquake Engineering and Seismology*, Aug. 25-29, Istanbul, Turkey.
- [40] EN 1998-1:2004. Eurocode 8 – *Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules. Seismic Actions and Rules for Buildings*. CEN. Brussels. Belgium.
- [41] Beyer, K. (2014) – "Future Directions for Reinforced Concrete Buildings in Eurocode 8", *2nd European conference in Earthquake Engineering and Seismology*, Aug. 25-29, Istanbul, Turkey.
- [42] Calvi, G.M.; Kingsley, G.R. (1995) – "Displacement-Based Seismic Design of Multi-Degree of Freedom Bridge Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 1247-1266.
- [43] Dwairi, H.M.; Kowalsky, M.J. (2004) – "Investigation of Jacobsen's Equivalent Viscous Damping Approach as applied to Displacement-Based Seismic Design", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Aug. 1-6, Vancouver, Canada. Paper No 228.
- [44] Blandon, C.A.; Priestley, M.J.N. (2005) – "Equivalent viscous damping equations for direct displacement design". *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9 (special issue 2), 257-27
- [45] SeismoSoft (2016) – "SeismoStruct – A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures", Available from URL: www.seismosoft.com
- [46] FineLg, (2003) – User's manual, V9.2, Greisch Info – Department ArGEnCo ULg
- [47] Blandon, C.A. (2004) – *Equivalent Viscous Damping Equations for Direct Displacement-Based Design*, MSc thesis, Rose School, Università degli Studi di Pavia.
- [48] Bommer, J.; Mendis, R. (2005) – "Scaling of spectral displacement ordinates with damping ratio". *Earthquake Eng Struct. Dyn.*, N° 34, 145-165
- [49] Denoel, V. (2001) – "Generation of Spectrum Compatible Accelerograms", Research Report, Université de Liège, Belgique.
- [50] Grant, D, N.; Blandon C.A.; Priestley M.J.N (2005) – "Modelling Inelastic Response in Direct Displacement-Based Design". ROSE Research Report No.2005/03, IUSS Press, Pavia.
- [51] NP EN 1998-1:2007 – Portuguese National Annex.

Restrição parcial ao deslocamento horizontal no topo das torres tubulares de aço para estruturas de escoramento

Partial constraint to horizontal displacement at the top of steel tubular towers for shoring structures

Celuo Alves de Oliveira Junior
Emil de Souza Sánchez Filho

Resumo

Este trabalho trata das torres tubulares de aço, estruturas provisórias de escoramento, utilizadas em construções definitivas de concreto estrutural. São abordados os aspectos teóricos e experimentais do seu comportamento quando do lançamento e adensamento do concreto.

Desenvolve-se um modelo numérico de análise e são revistas as ações atuantes, as considerações sobre a modelagem das peças, o encaixe entre os componentes considerando-se as imperfeições geométricas e a modelagem das condições de contorno.

Faz-se uma proposta: analisar a estrutura de escoramento considerando a distribuição proporcional da parcela horizontal do carregamento entre as torres. Admitem-se considerações quanto à transmissão do carregamento entre as vigas principais e secundárias, integrantes da estrutura de escoramento, e dessas para as torres. Estuda-se a premissa de uma restrição parcial ao deslocamento horizontal no topo das torres. Numericamente a nova premissa implica a determinação de um coeficiente de rigidez, a ser aplicado no topo do modelo de elementos finitos.

Abstract

This work deals with tubular steel towers, temporary shoring structures, used in the definitive constructions of structural concrete. The theoretical and experimental aspects of their behavior are discussed when concrete is launched and compacted.

A numerical model of analysis is developed. Actions, considerations about modeling of the parts, fitting between components considering the geometric imperfections and modeling of boundary conditions are reviewed.

A proposal is made: analysis of the shoring structure considering the proportional distribution of the horizontal load between the towers. Considerations are made regarding the transmission of load acting between the main and the secondary beams, which are structural members of the shoring structure, and from those to the towers. The premise of a partial constraint to the horizontal displacement at the top of the towers is developed. The new premise implies the determination of a stiffness coefficient to be applied at the top of the finite element model.

Palavras-chave: Torres tubulares de escoramento / Análise não linear geométrica / Estrutura temporária de escoramento / Restrição parcial ao deslocamento no topo

Keywords: Tubular shoring towers / Temporary shoring structures / Geometrical nonlinear analysis / Partial constraint to top displacement

Celuos Alves de Oliveira Junior

Mestre em Projeto de Estruturas
Engenheiro Civil
UFF – Universidade Federal Fluminense
Niterói, Brasil
celuos@oi.com.br

Emil de Souza Sánchez Filho

D.Sc., Professor Titular
UFF – Universidade Federal Fluminense
Niterói, Brasil
emilsanchez@uol.com.br

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

JUNIOR, Celuos [et al.] – Restrição parcial ao deslocamento horizontal no topo das torres tubulares de aço para estruturas de escoramento **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 6. ISSN 2183-8488. (março 2018) 89-98.

1 Notas iniciais

A construção de uma estrutura de concreto armado é realizada com o emprego de estruturas auxiliares: formas, escoramentos e andaimes, que diferem da estrutura principal, objeto da construção, pelo seu caráter provisório; são projetadas, construídas e desmontadas em um curto intervalo de tempo, enquanto a primeira tem uma vida útil estimada em vários anos. Consideradas estruturas de importância secundária no passado, as formas, os escoramentos e os andaimes constituem a classe das estruturas temporárias ou estruturas provisórias da construção, sendo a estrutura de concreto armado denominada de estrutura definitiva.

Oliveira [1] afirma que o American National Standards Institute define os cimbrês (escoramentos, conforme a nomenclatura adotada no Brasil) como “elementos de suportes verticais que suportam o sistema de formas”. Pfeil [2] denomina de cimbramentos ou cimbrês as construções provisórias destinadas a suportar o peso de uma estrutura permanente durante a sua execução e até que se torne resistente, e que os cimbramentos são correntemente denominados de escoramentos, sendo que essa denominação se aplica mais apropriadamente aos cimbramentos constituídos por escoras. A denominação de escoramentos é realmente a mais utilizada no Brasil, tanto no meio técnico quanto nos canteiros de obras, razão pela qual foi adotada neste trabalho. A Figura 1 mostra a estrutura de escoramento utilizada na construção de uma das baias de alargamento da Ponte Rio Niterói.



Figura 1 Escoramento das baias de alargamento da ponte rio Niterói

Quaisquer falhas nessas estruturas provisórias implicam em falhas na estrutura definitiva. Tais falhas vão desde uma pequena variação volumétrica até alterações sensíveis na geometria da peça. Desvios de prumo e de nível são outros problemas passíveis de ocorrência, alterando o comportamento previsto no projeto da futura estrutura. Ocorrendo falhas mais graves o comprometimento total da estrutura em construção pode acontecer, inutilizando-a e obrigando a uma reconstrução total. A falha de uma estrutura de escoramento pode gerar enormes prejuízos materiais e ainda trazer perdas humanas (Figura 2).



Figura 2 Colapso da estrutura de escoramento de uma ponte, nos EUA, Ratay [3]

As estruturas temporárias desempenham um papel fundamental na construção; o fato de terem vida útil curta não as torna menos importantes. A EN 12812 [4] conta com critérios de projeto tão rigorosos quanto os que regem o projeto de uma estrutura definitiva, critérios esses que foram amplamente discutidos por meio do Documento de Harmonização n.º 1000 [5], distribuído em todo o continente e que precedeu a EN 12812. No Brasil essa consciência também já existe e a NBR 15696 [6], ainda menos abrangente que suas correspondentes da Europa, América do Norte, Ásia e Oceania, representou um grande avanço.

Tem-se em Oliveira Junior [7], [8]: "...essas estruturas devem merecer, desde a fase de projeto, a mesma atenção dada às estruturas definitivas de concreto armado e protendido."

2 Comportamento estrutural e modelagem numérica das torres de escoramento

As incertezas quanto às propriedades estruturais e às cargas aplicadas nas estruturas de escoramento dificultam a avaliação da capacidade resistente dos seus componentes, ainda que sejam utilizados modelos numéricos acurados e calibrados com base em testes experimentais.

Zhang, Chandrangu e Rasmussen [9] identificaram as principais fontes de incerteza que denominaram de "incertezas aleatórias". Essas incertezas incluem: condições de contorno simplificadas, consideração de relações momento-rotação idealizadas, na modelagem das junções e erros de discretização do modelo numérico.

2.1 Junção entre as barras horizontais e verticais

Nas Figuras 3 e 4 mostra-se a conexão Cuplock 4-way, utilizada no estudo, na qual as barras horizontais são encaixadas na parte inferior (fixa) após o que a parte superior (deslizante) se desloca para baixo, fixando-as ao nó.

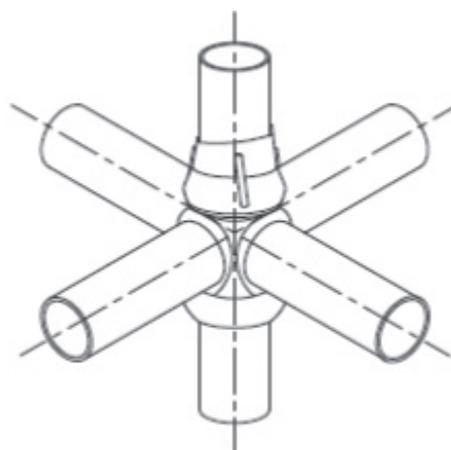


Figura 3 Detalhe da conexão Cuplock 4-way – Zhang, Chandrangu e Rasmussen [9]

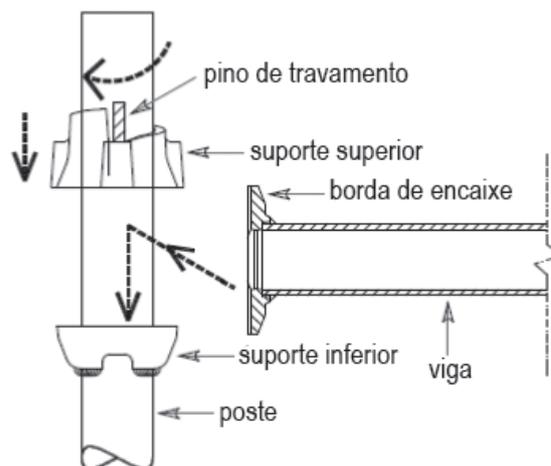


Figura 4 Funcionamento da conexão Cuplock 4-way – Zhang, Chandrangu e Rasmussen [9]

A ligação entre as barras horizontais e o poste pode ser modelada adotando-se a relação momento-rotação, mostrada na Figura 5. Essa relação idealizada constitui uma das fontes de incerteza mencionadas anteriormente.

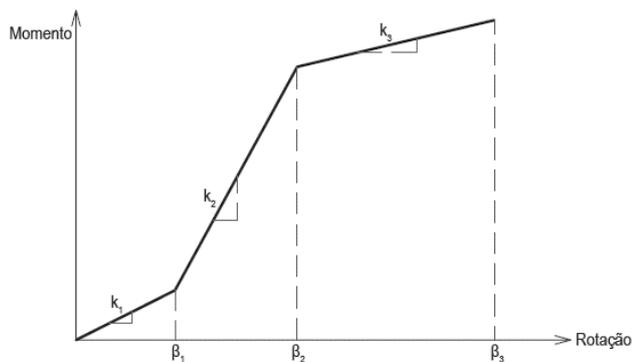


Figura 5 Padrão da relação momento-rotação usada na modelagem da conexão Cuplock 4-way – Zhang, Chandrangu e Rasmussen [9]

2.2 Excentricidade da carga transferida do soalho para o topo das torres

Chandrangu e Rasmussen [10] realizaram outro estudo no qual se detiveram na excentricidade entre a viga principal de escoramento (*bearer*) e o forçado (*u-head*), concluindo que um elemento de ligação rígido pode ser usado para modelar essa transição. A incerteza aparece no momento de definir o comprimento dessa ligação, que pode variar aleatoriamente dependendo das condições encontradas no canteiro de obras e que influenciarão diretamente na excentricidade da carga atuante no poste. Esses autores foram pioneiros na consideração da influência do atrito entre o soalho da laje e o topo da torre, em cuja interface situam-se as vigas de transição. As Figuras 6 e 7 ilustram parte do experimento.



Figura 6 Ensaio realizado por Chandrangu e Rasmussen [10]

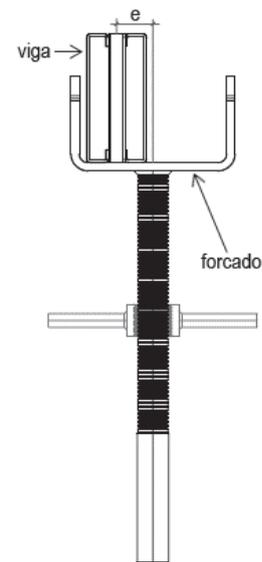


Figura 7 Excentricidade da carga

2.3 Junções entre os postes

As junções de encaixe entre os módulos das torres, sejam módulos do tipo postes singelos, quadros planos retangulares ou quadros planos triangulares, são realizadas por meio de pinos de encaixe, com seção transversal circular vazada ligeiramente menor do que a dos módulos, traspassando-os internamente. Os pinos podem ser independentes ou soldados em um dos componentes da torre (caso do Sistema Palestub). A Figura 8 mostra o esquema de uma ligação com pino independente, enfatizando o desvio que pode ocorrer devido à diferença entre os diâmetros dos tubos.

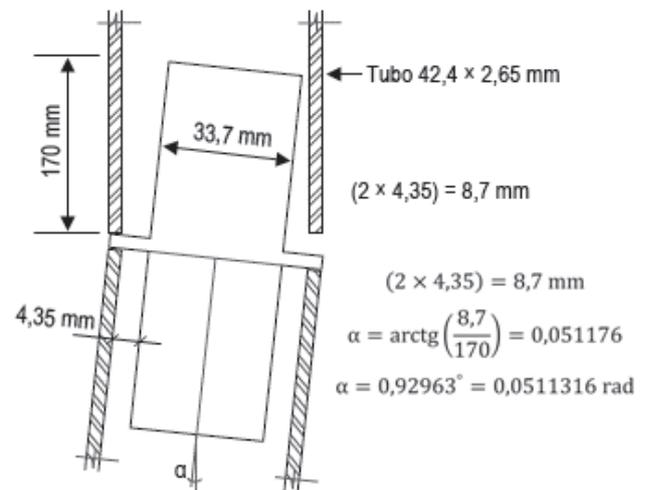


Figura 8 Rotação que causa desvio de prumo

Calculando-se o ângulo de rotação e com a força axial atuante no poste, determina-se o momento de flexão que solicita a junção. Essa é modelada como nó rígido submetido ao momento correspondente.

Uma alternativa foi proposta por Enright, Harriss e Hancock [11], que é a combinação de elementos de ligação com elementos rígidos (Figura 9). Nesse modelo o pino tem resistência à flexão, mas não transmite esforço axial. Consideram-se, então, dois elementos verticais, unidos por uma rótula, que representam os postes. Ao lado está o elemento que representa o pino, conectado aos postes por três ligações curtas, articuladas, e que transmitem apenas forças laterais. Devido à carga axial o pino é submetido a um momento de flexão, cuja magnitude depende da própria carga e do desvio de eixo na ligação entre os postes.

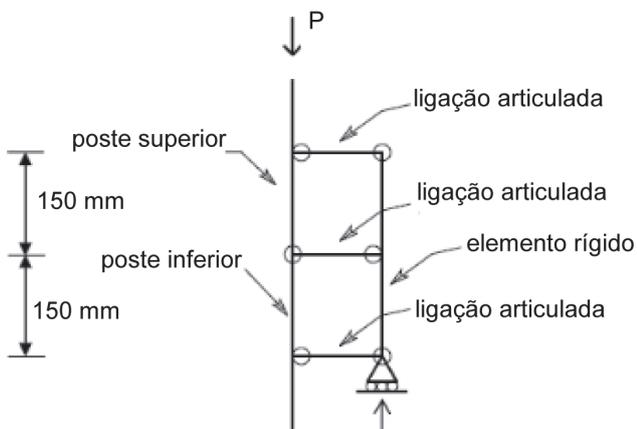


Figura 9 Modelo numérico de ligação entre postes proposto por Enright – Enright, Harriss e Hancock [11]

As conexões com pinos soldados, com ajustes melhores, fazem com que as junções se comportem como nós rígidos (caso do Palestub). Para dirimir quaisquer dúvidas a EN 12811 [12] recomenda um comprimento mínimo de 100 mm no traspasse interno entre pino e poste, bem como uma folga entre conector e poste menor ou igual a 2 mm. Cumpridas essas exigências os nós podem ser considerados rígidos. É o caso dos triângulos Palestub (Figura 10).

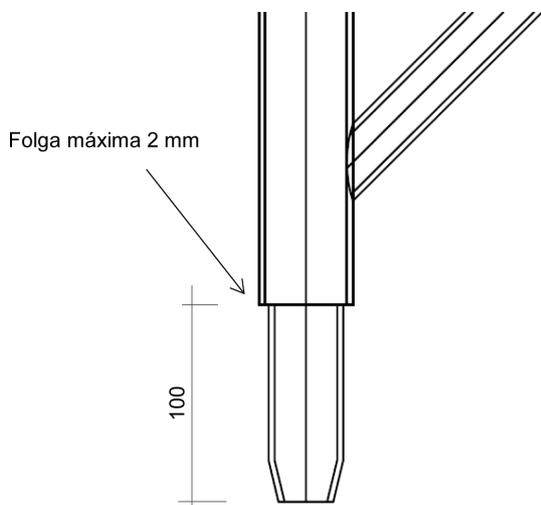


Figura 10 Recomendação da EN 12811 (2004) para pinos soldados

2.4 Condições de contorno

Estabelecer as condições de contorno de uma torre de escoramento, para modelá-las em seguida, é uma tarefa difícil, principalmente no que se refere à extremidade superior (topo) e sua ligação com os componentes horizontais da estrutura. Yu, Chung e Chan [13] sugerem que a situação real está entre duas outras condições extremas, idealizadas: topo livre e base rotulada; topo rotulado e base rotulada. As duas condições estão ilustradas na Figura 11.

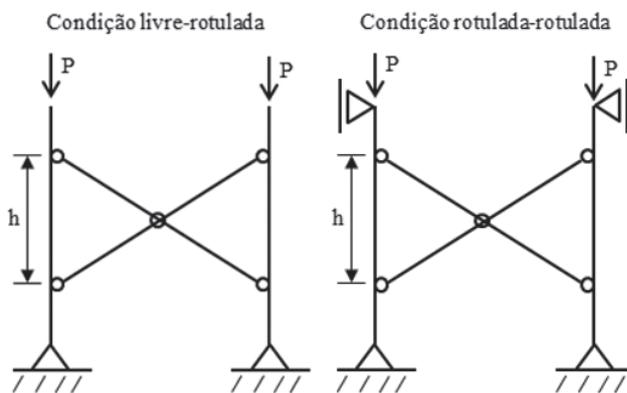


Figura 11 Condições de contorno idealizadas

A adoção de condições de contorno idealizadas implica em uma variedade de resultados teóricos que têm relação direta com o tipo de torre estudada.

As bases são os elementos estruturais que transmitem a carga axial dos postes à superfície de apoio. São compostas por uma haste vertical em cuja extremidade é soldada uma chapa, que funciona como uma pequena sapata. A maioria dos modelos usados atualmente tem hastes rosqueadas, dotadas de uma porca que permite um ajuste de altura. Outros modelos cuja haste tem comprimento fixo também são usados. A Figura 12 mostra essa diferença.

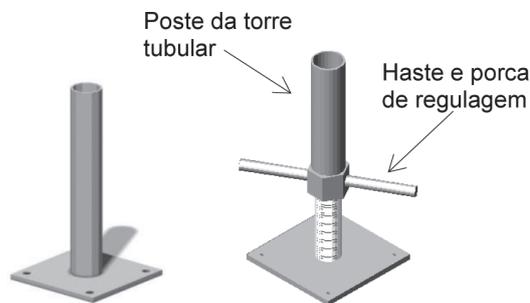


Figura 12 Bases de apoio com altura fixa e com altura regulável, ESTUB [14]

Nos dois casos tem-se uma placa quadrada de pequenas dimensões (lado igual a 16 cm e espessura de 8 mm) soldada a uma haste de pequeno diâmetro (38 mm). Admite-se que essas bases não são capazes de resistir à flexão e, por esse motivo, são modeladas como apoios do segundo gênero. Essa condição é considerada em grande parte dos projetos.

A flexão da haste do forçado é considerada como uma das causas de falha das torres, motivo pelo qual foi estudada, também por Reynolds, Rasmussen e Zhang [15], com o intuito de determinar o coeficiente de rigidez à rotação na ligação excêntrica entre a viga principal e o forçado. O valor obtido foi: 2900 kN.cm/rad para a rotação em torno do eixo Y. Assim como no estudo anterior os demais valores considerados foram: rigidez infinita em torno do eixo X, rigidez infinita quanto ao deslocamento lateral do topo, nas duas direções, e rigidez axial zero (eixo Z). Outra consideração foi a adoção de grampos fixando a viga principal às vigas secundárias, conferindo mais rigidez ao soalho e melhorando a condição de transferência das cargas aos forçados. Novamente, tal situação permite a modelagem de condições de contorno ideais no topo da torre. Registre-se, no entanto, que a utilização desses grampos é uma prática pouco comum, especialmente no Brasil. A Figura 13 mostra o detalhe do soalho rígido usado no experimento.



Figura 13 Soalho rígido usado no experimento de Reynolds, Rasmussen e Zhang [15]

Os autores concluíram que a rigidez rotacional no topo da torre tem uma relação linear com a carga axial no poste e deduziram a equação 1, que é um ajuste das curvas momento-rotação obtidas nos testes.

$$y = 44,85 x + 253,56 \quad (1)$$

onde

y rigidez rotacional em kN.cm/rad;

x carga axial no poste, em KN.

Outra conclusão importante foi: a rigidez à rotação é função do atrito entre o soalho e o forçado, independentemente da configuração de montagem da torre.

2.5 Imperfeições geométricas

As imperfeições geométricas são de fundamental importância na modelagem das torres tubulares de escoramento. As torres são compostas por módulos prefabricados cujos pinos de encaixe têm diâmetro ligeiramente menor do que o dos tubos dos quais são fabricadas as peças. Isso implica em um pequeno desvio de prumo da torre, que ocorre devido à sobreposição de vários módulos para

formar uma estrutura alta. Esse tipo de desvio angular acontece também no topo e na base das torres, porque as bases reguláveis de apoio e os forçados que suportam as vigas de escoramento têm o mesmo dispositivo de encaixe. Além disso, cada módulo apresenta pequenos desvios de eixo decorrentes do próprio processo de fabricação. O uso continuado das peças em regime de locação e o processo de montagem utilizado nos canteiros de obras contribuem para aumentar esses desvios.

Tudo isso faz com que as imperfeições geométricas em uma torre de escoramento sejam significativas, devendo ser consideradas na sua modelagem numérica.

Chandransu e Rasmussen [16] utilizaram os três métodos básicos para a consideração das imperfeições no modelo numérico das torres: IGI, EBM e NHF. No Método IGI – Initial Geometric Imperfections – as imperfeições geométricas são consideradas diretamente. Os pequenos desvios de prumo, no encaixe entre os módulos, geram excentricidades que são multiplicadas pelas cargas axiais atuantes nos postes, resultando em momentos de flexão aplicados nos correspondentes nós do modelo numérico. Esse método tem a vantagem de ser sistematizável e é adotado pelas normas internacionais.

O Método EBM – Eigenbuckling Method utiliza os modos de instabilidade da própria torre. Os deslocamentos obtidos são afetados por um fator de escala e aplicados aos nós do modelo numérico. Na aplicação desse método havia uma dúvida sobre quais e/ou quantos modos de instabilidade utilizar e sobre o fator de escala a aplicar, ressaltando-se que Yu, Chung e Chan [13] e Chu, Chan e Chung [17] adotaram um milésimo como fator de escala, aplicando-o ao primeiro modo (o modo crítico) da torre, com excelentes resultados.

No Método NHF – Notional Horizontal Forces, forças horizontais denominadas “forças nocionais” (que têm caráter de noção; aproximadas), proporcionais ao somatório das forças axiais atuantes na torre, são aplicadas no topo do modelo da estrutura geometricamente perfeita. A ideia é que essas forças perturbadoras representem todas as imperfeições geométricas, e, combinadas com as forças verticais, produzam solicitações adicionais equivalentes às solicitações em uma torre afetada pelos desvios de prumo e de eixo. Os modelos numéricos de torres, carregados com forças “nocionais” equivalentes a 0,25% até 1% do somatório das forças verticais, produziram resultados muito próximos dos obtidos experimentalmente.

3 Hipótese da restrição parcial ao deslocamento horizontal no topo das torres da estrutura de escoramento

As condições de contorno no topo das torres, na interface entre essas e o soalho da estrutura de escoramento são motivo de controvérsia. Essas condições são objeto deste estudo.

Alguns autores defendem a ideia de que as torres de escoramento estão fixadas à estrutura definitiva, ou parte dela, o que impediria seu deslocamento lateral, inclusive no topo. Esse conceito, apresentado por Zhang, Rasmussen e Ellingwood [18], é ilustrado na Figura 14.

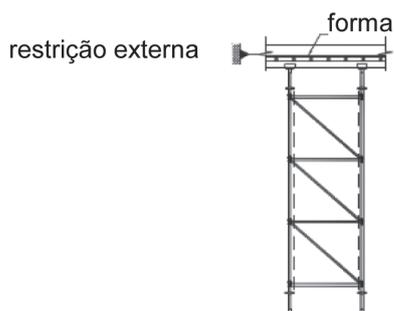


Figura 14 Torre indeslocável no topo – Zhang, Rasmussen e Ellingwood [18]

Isso pode ocorrer em alguns casos. Outra condição extrema, com o topo das torres totalmente livre, também pode acontecer, embora em casos ainda mais raros. Essas duas condições são, na verdade, exceções e foram idealizadas para fins de projeto. É consenso entre os pesquisadores adotar um procedimento a favor da segurança em caso de dúvida, ou seja, considerar a extremidade livre. A condição real está entre as duas condições idealizadas.

Neste estudo, apresenta-se a hipótese da restrição parcial ao deslocamento horizontal no topo de uma torre que é parte de uma estrutura de escoramento. Do ponto de vista da análise numérica, essa restrição se traduz em uma constante elástica a ser introduzida no modelo. A determinação da constante é feita a partir de considerações da componente da força horizontal transmitida à estrutura de escoramento durante o lançamento do concreto, da rigidez da torre e do atrito existente entre as vigas de transição, que transmitem a carga entre o soalho da laje a ser concretada e os postes da torre. Esse atrito é objeto de outros estudos, conforme citado nos parágrafos anteriores.

3.1 Constante elástica no topo de uma torre de escoramento

A Figura 15 mostra parte de uma estrutura de escoramento, com as vigas do soalho (principais e secundárias) sendo responsáveis pela transmissão do carregamento às torres; carregamento esse que tem componentes verticais e horizontais. As vigas, assim como as componentes da torre, são fabricadas em aço. As componentes verticais são determinadas diretamente pelas reações das vigas principais e secundárias nos postes, que são seus apoios. Quanto às componentes horizontais, segundo Rosowsky [19] e Hurd [20] a força horizontal transmitida à torre, proveniente das ações de lançamento e adensamento do concreto, é estimada em 10% da reação vertical.

Na transmissão das componentes horizontais das forças, o atrito entre as partes (vigas principais, vigas secundárias e o topo da torre) determina se o soalho se deslocará lateralmente, em conjunto com as torres, ou se haverá um escorregamento (deslocamento relativo) entre esses elementos. Havendo atrito suficiente, o soalho funcionará como um diafragma rígido, transmitindo as solicitações horizontais às torres, diretamente.

Conforme Hudson [21], o coeficiente de atrito estático entre as duas superfícies de aço (vigas e o forçado) é igual a 0,15. A força de

atrito na interface é 50% maior do que a componente horizontal. O atrito na interface é suficiente para impedir o deslocamento relativo entre a torre e o soalho, fazendo com que este funcione como um diafragma. Fazendo-se uma analogia com as pontes, determina-se a constante elástica, que restringe parcialmente o deslocamento lateral no topo da torre, mediante a aplicação de uma força horizontal no topo do modelo de pórtico espacial que a representa. Para considerar o efeito diafragma, modela-se, no topo, uma viga de grande rigidez, comparada à rigidez dos demais elementos, de modo que a força unitária, em cada fila de postes, seja igualmente distribuída.

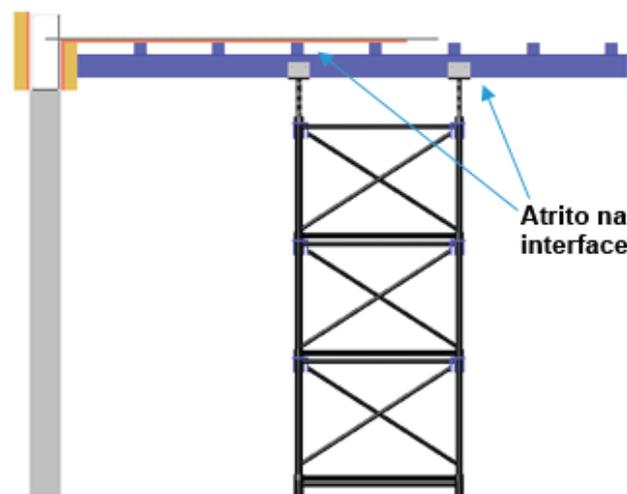


Figura 15 Atrito entre o soalho e as vigas de escoramento

A teoria com base na qual a constante elástica é determinada é apresentada no trabalho de Sánchez [22], observando-se, no caso das torres, as seguintes diferenças: as torres são rotuladas na base; não há um componente deformável como o neoprene na interface com o soalho; sua rigidez é definida diretamente a partir do modelo de elementos finitos, de modo que a constante elástica é determinada estabelecendo-se uma proporção referente ao deslocamento calculado no topo do modelo.

4 Estudo de caso

O procedimento anterior é aplicado ao grupo de quatro torres que é parte da estrutura de escoramento de uma laje maciça com 60 cm de espessura. O conjunto tem duas filas, a primeira com duas torres quadradas com 1,57 m de lado (entre eixos de postes), separadas de 1,66 m; a segunda com duas torres retangulares com 1,57 m de comprimento por 1,02 m de largura, separadas, também, de 1,66 m. A distância entre filas é de 1,64 m, sendo que o conjunto mede 4,8 m na direção X e 4,23 m na direção Y. A altura é de 12,24 m (direção Z). A distância entre grupos de torres é de 1,66 m na direção X e de 1,64 m na direção Y. O modelo numérico é mostrado na Figura 16 e inclui a representação dos travejamentos, em tubos e braçadeiras, necessários à estabilidade do conjunto. Todas as informações sobre o Sistema Palestub, utilizado nesse caso, são encontradas em ESTUB [14].

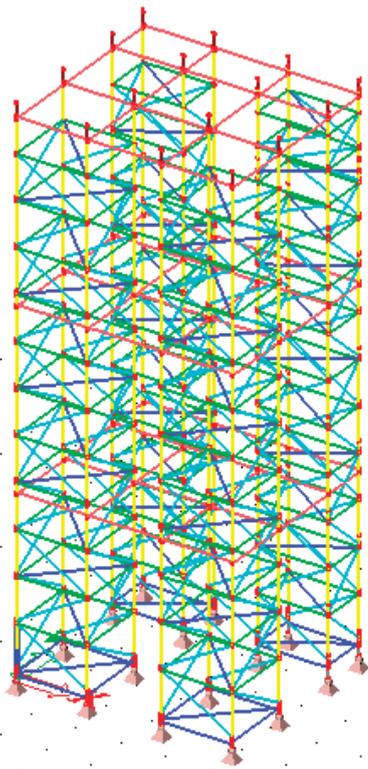


Figura 16 Modelo em elementos finitos do grupo de torres

Tratando-se de torres esbeltas, aproximadamente 12 m de altura, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados, o que é realizado por meio de uma análise não linear geométrica. Os deslocamentos horizontais, resultantes da aplicação das forças horizontais unitárias no topo do modelo, estão indicados na Tabela I.

Tabela I Deslocamentos máximos

Deslocamento máximo em X (mm)	Deslocamento em Y (mm)
6,4	7,5

Inicialmente admite-se o deslocamento na direção X (6,4 mm) proveniente de uma força horizontal de 1 kN em cada uma das quatro filas de postes. Por proporção tem-se a magnitude correspondente da força que é relativa a um deslocamento de 1000 mm = 1 m. Essa é a magnitude da constante elástica na direção X. O mesmo procedimento é adotado para o deslocamento na direção Y. As magnitudes das constantes elásticas estão na Tabela II.

As ações atuantes na estrutura de escoramento são: peso próprio da laje de concreto armado, sobrecarga igual a 2 kN/m², peso próprio das vigas principais e secundárias, peso próprio do compensado de madeira, peso próprio das torres e imperfeições geométricas devidas à montagem. Essas imperfeições são consideradas como forças nocionais perturbadoras, equivalentes a 1% do somatório das

forças verticais atuantes nos postes, aplicadas no topo do modelo numérico. Considerando-se as dimensões indicadas no primeiro parágrafo deste item, determina-se o valor das reações nos postes e suas respectivas componentes horizontais, iguais a 10% da reação correspondente. Os valores estão indicados na Tabela III.

O fator de carga crítica do modelo numérico, com as extremidades superiores parcialmente restringidas, é 86,9% maior do que o do modelo com as extremidades superiores livres. A Tabela IV indica os valores.

Tabela II Constantes elásticas

Constantes elásticas a serem aplicadas no topo do modelo do grupo de torres	
Direção X (kN/m)	Direção Y (kN/m)
625	533

Tabela III Componentes vertical e horizontal das forças atuantes nas torres

	Reação vertical (kN)	Componente horizontal (kN)
Postes anteriores	46	4,6
Postes posteriores	38	3,8

Tabela IV Comparação entre os fatores das cargas críticas

	Extremidade livre	Extremidade parcialmente engastada
Fator de carga crítica	1,76	3,29

A Figura 17 mostra os gráficos deslocamento versus força para o grupo de torres, considerando as extremidades do modelo livres e parcialmente restringidas, respectivamente. Os gráficos foram obtidos por meio de uma análise não linear geométrica.

A Tabela V mostra as solicitações no poste mais carregado, também obtidas por meio de análise não linear geométrica. Observa-se que, no caso das torres com extremidades livres (hipótese mais conservadora), as solicitações são muito maiores, comparadas com as solicitações obtidas para a torre com extremidades parcialmente restringidas. Nesse caso tem-se a ocorrência de postes tracionados, sendo as solicitações mais significativas indicadas na tabela com sinal positivo (coluna "N"); as solicitações normais indicadas com sinal negativo são de compressão.

Na Tabela VI estão os deslocamentos máximos no topo do grupo de torres.

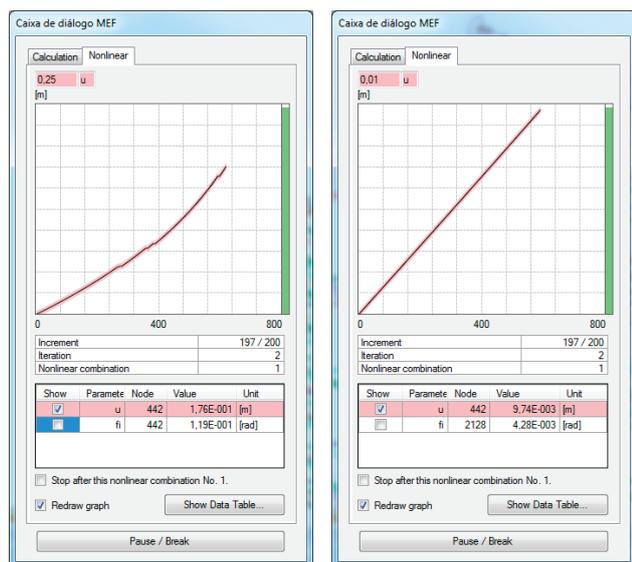


Figura 17 Gráficos deslocamento-força: a) torre com extremidades livres; b) torre com extremidades parcialmente restringidas

Tabela V Solicitações máximas no grupo de torres

Extremidades livres; forças horizontais e nocionais na direção X					
N (kN)	V _x (kN)	V _z (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
-136,36	0,75	0,01	0	-0,15	0,10
41,36	-0,03	-11,10	0	-1,58	0,01
Extremidades livres; forças horizontais e nocionais na direção Y					
N (kN)	V _x (kN)	V _z (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
-153,34	-0,03	0,99	0	0,15	0,28
55,63	14,86	-0,06	0	0,02	2,04
Extremidades parcialmente restringidas; forças horizontais e nocionais na direção X					
N (kN)	V _x (kN)	V _z (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
-52	-0,03	-0,03	0	-0,01	-0,02
Extremidades parcialmente restringidas; forças horizontais e nocionais na direção Y					
N (kN)	V _x (kN)	V _z (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
-55,44	-0,04	0,06	0	0,01	0,01

Tabela VI Deslocamentos máximos no topo do grupo de torres

Condição do topo	Forças horizontais e nocionais	Deslocamento (mm)
Livre	Direção X	180,6
Livre	Direção Y	177,4
Parcialmente restringida	Direção X	7,8
Parcialmente restringida	Direção Y	8,1

Tanto as solicitações quanto os deslocamentos calculados para as torres com extremidade livre são de grande magnitude. A adoção desse modelo no projeto teria obrigado a que se fizessem vários reforços, possivelmente um estaiamento, que contivesse as torres lateralmente, impedindo a tração dos postes. Torres tubulares desse tipo não podem ter elementos tracionados por causa do risco de desencaixe dos componentes. O modelo com extremidades parcialmente engastadas está muito mais próximo da condição real de funcionamento desse tipo de estrutura.

5 Conclusões

A hipótese da consideração da força horizontal, atuante no topo das torres de uma estrutura de escoramento, equivalente a 10% da força axial dos postes, apresenta ótima correspondência com as estruturas reais. Essa hipótese foi apresentada por Hurd (1979) e confirmada por Rosowsky (1997).

A partir dessa premissa e da teoria aplicada ao projeto das pontes foi possível desenvolver a hipótese de distribuição proporcional da parcela horizontal do carregamento proveniente do lançamento e adensamento do concreto nas torres componentes da estrutura de escoramento. A rigidez de cada torre determina o fator de proporcionalidade, assim como a rigidez de cada pilar o faz, no caso das pontes.

A constante elástica determinada a partir daí e a posterior adoção de uma restrição parcial ao deslocamento no topo das torres, diferente das hipóteses de restrição total ou de liberdade total, permitem a elaboração de modelos numéricos mais próximos da realidade, especialmente quando se trata de torres altas e ainda mais esbeltas.

Aplicada ao grupo de quatro torres, conforme o estudo de caso apresentado, a nova hipótese permitiu a utilização de uma estrutura esbelta, cujos postes têm seção transversal com diâmetro de 48 mm e parede com espessura de 3,35 mm, o que não seria possível com a hipótese conservadora das extremidades livres.

O estudo de caso apresentado refere-se às obras de um grande edifício, na Cidade do Rio de Janeiro e o acompanhamento da concretagem, em tempo real, comprovou a eficiência das torres.

Ensaio de campo, com medições do deslocamento horizontal no topo das torres, devem ser realizados com o intuito de aprimorar a hipótese de restrição parcial.

Referências

- [1] Oliveira, P.D.R. – *Regras para o Dimensionamento de Cimbres em Estruturas de Betão Armado*, Aveiro: Universidade de Aveiro, 2008.
- [2] Pfeil, W. – *Cimbramentos*, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Ltda, 1987.
- [3] Ratay, R.T. – *Temporary Structures in Construction*, Mc Graw Hill, 2012.
- [4] European Committee for Standardization – EN 12812: *Falsework - Performance, requirements and general design*, Bruxelas, 2004.
- [5] European Committee for Standardization – HD 1000: *Service and Working Scaffolds Made of Prefabricated Elements – Materials, Dimensions, Design Loads and Safety Requirements*, 1988.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 15696: *Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto - Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos*, São Paulo, 2009.
- [7] Oliveira Junior, C.A. – *Análise Numérica e Experimental da Estabilidade de Torres de Escoramento Tubulares*, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.
- [8] Oliveira Junior, C.A. – *Análise Numérica da Resistência e Estabilidade das Torres Tubulares de Aço Usadas em Estruturas de Escoramento*, Niterói: Universidade Federal Fluminense, 2018.
- [9] Zhang, H.; Chandransu, T.; Rasmussen, K. – “Probabilistic study of the strenght of steel scaffold systems,” *Structural Safety*, pp. 393-401, 2010.
- [10] Chandransu, T.; Rasmussen, K.J. – “Structural modelling of support scaffold systems,” *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 866-875, 2011.
- [11] Enright, J.; Harriss, R.; Hancock, G. – “Structural stability of braced scaffolding and formwork with spigot joints,” *Proceedings of the Fifteenth International Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures*, vol. 1, pp. 357-376, 2000.
- [12] European Committee for Standardization – EN 12811 Part 1: *Scaffolds – Performance requirements and general design*, vol. 1, Paris, 2004.
- [13] Yu, W.; Chung, K.; Chan, S. – “Structural instability of multi-storey door-type modular steel scaffolds,” *Engineering Structures*, pp. 867-881, 2004.
- [14] Estub Sistemas Construtivos Ltda – Catálogo Técnico. Disponível em: www.estub.com.br, Rio de Janeiro, 2017.
- [15] Reynolds, J.; Rasmussen, K.J.; Zhang, H. – *U-head Formwork Subassembly Tests*, Sidney: School of Civil Engineering, 2013.
- [16] Chandransu, T.; Rasmussen, K.J. – “Investigation of geometric imperfections and joint stiffness of support scaffold systems,” *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 576-584, 2011.
- [17] Chu, A.; Chan, S.; Chung, K. – “Stability of modular steel scaffolding systems - theory and verification,” em *Proceedings of international conference advances in building technology*, 2002.
- [18] Zhang, H.; Rasmussen, K. J.; Ellingwood, B. R. – “Reliability assessment of steel scaffold shoring structures for concrete formwork,” *Engineering Structures*, pp. 81-89, 2012.
- [19] Rosowsky, D.; Philbrick, T.; Huston, D. – “Observations from shore load measurements during concrete construction,” *Journal of Performance of Constructed Facilities*, pp. 18-23, 1997.
- [20] Hurd, M. – *Formwork for Concrete*, 4.ª ed., Detroit: American Concrete Institute, 1979.
- [21] Hudson, R.G. – *Manual do Engenheiro*, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 1977.
- [22] Sánchez Filho, E.S. – *Curso de Pontes – Notas de aula*, Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica, 2017.

Distribuição estatística da área da secção transversal dos varões A500 NR para armaduras de betão armado em Portugal

Statistical distribution of the cross-sectional area of A500 NR steel bars for reinforced concrete in Portugal

António Manuel Baptista
João Filipe

Resumo

A área da secção transversal dos varões de aço constitui um dos parâmetros necessários à verificação da segurança das estruturas em betão armado. Aquando da realização de determinados estudos sobre estas estruturas, tais como a avaliação do seu grau de fiabilidade, pode ser útil conhecer o valor real da referida área, bem como a sua distribuição estatística. Essa distribuição pode variar em função dos procedimentos de ensaio utilizados na sua quantificação e dos processos de produção dos varões.

Este artigo apresenta um estudo estatístico da informação sobre a área da secção transversal dos varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado, recolhida pelo LNEC no âmbito do controlo periódico deste tipo de produto.

Com base em cerca de 15 000 resultados estabelecem-se comparações entre distribuições estatísticas referentes a varões com cada um dos diâmetros utilizados em Portugal, e procede-se a uma análise da sua conformidade com as exigências normativas aplicáveis.

Abstract

The cross-sectional area of the steel bars is one of the parameters necessary for the reinforced concrete structures safety checking. When carrying out some studies, such as the assessment of the reliability degree of this type of structures, the real value of such area is required, including its statistical distribution. This distribution may vary, depending on the test procedures and on the production processes of the steel bars.

This paper presents a statistical study of the information on the cross-sectional area of the A500 NR steel bars used in Portugal for reinforced concrete, collected by LNEC in the frame of the periodic control of this type of product.

Based on about 15 000 results used in this study, comparisons are made between statistical distributions referring to bars with each one of the diameters used in Portugal, and a conformity analysis to the appropriate normative requirements is presented.

Palavras-chave: Betão armado / Armaduras / Varões de aço A500 NR / Área da secção transversal / Análise estatística

Keywords: Reinforced concrete / Steel reinforcement / A500 NR steel bars / Cross-sectional area / Statistical analysis

António Manuel Baptista

Doutorado/Investigador Principal
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
ambaptista@lneec.pt

João Filipe

Mestre/Bolseiro LNEC
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
jfilipe@lneec.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

BAPTISTA, António [et al.] – Distribuição estatística da área da secção transversal dos varões A500 NR para armaduras de betão armado em Portugal. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 6. ISSN 2183-8488. (março 2018) 99-112.

1 Introdução

A colocação no mercado de produtos em aço destinados a serem utilizados como armaduras para betão armado em Portugal depende da sua prévia Certificação por um organismo acreditado no âmbito do Sistema Português da Qualidade [1]. O LNEC assegura o apoio técnico ao controlo periódico do fabrico destes produtos que, por sua vez, permite validar os valores garantidos pelos fabricantes com base no seu controlo interno.

O controlo periódico dos varões de aço para estruturas de betão armado utilizados em Portugal, realizado na sequência das respetivas Ações de Acompanhamento da Certificação, envolve a análise dos valores da área da secção transversal (S_p) destes varões. Estes valores são obtidos no âmbito dos ensaios de verificação do produto realizados pelo fabricante dos varões, e dos ensaios de acompanhamento (controlo externo) realizados pelo LNEC.

A experiência deste controlo tem revelado que os valores desta grandeza (S_p) podem variar ao longo do tempo, em função dos processos de produção dos varões utilizados por cada fabricante, podendo ainda ser influenciados pelo procedimento de ensaio utilizado na sua quantificação.

A área da secção transversal (S_p) dos varões de aço para armaduras constitui um dos parâmetros necessários à verificação da segurança dos elementos estruturais em betão armado. Habitualmente, os cálculos utilizados para este fim baseiam-se no valor nominal de S_p , estipulado na norma de produto dos varões de aço.

No entanto, aquando da realização de determinados estudos sobre estruturas de betão armado, tais como a avaliação do seu grau de fiabilidade, pode ser útil conhecer o valor real da área da secção transversal dos varões (S_p), bem como a sua distribuição estatística.

Na falta de informação experimental específica sobre a distribuição estatística da área da secção transversal dos varões de aço utilizados numa dada estrutura, torna-se vantajoso conhecer a distribuição estatística global desta propriedade, no conjunto dos varões de aço controlados, num determinado período, em Portugal.

Além disso, o conhecimento desta distribuição estatística permite verificar se os varões colocados no mercado respeitam as tolerâncias estabelecidas na norma de produto para a massa por metro linear dos varões.

Esta informação é importante para assegurar que os varões não apresentam uma resistência inferior à considerada no projeto, pelo facto de a sua secção transversal ser muito inferior ao respetivo valor nominal. Por outro lado, convém assegurar que o comprimento total dos varões de um lote com uma determinada massa fornecido para uma obra, por exemplo, não é inferior ao previsto na sua encomenda pelo facto de a sua secção transversal ser muito superior ao respetivo valor nominal.

O presente artigo apresenta um estudo estatístico da informação sobre os valores da área da secção transversal dos varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado obtida pelo LNEC no âmbito do controlo periódico deste tipo de produto.

Esta informação inclui os resultados obtidos em ensaios de verificação e de acompanhamento realizados pelos fabricantes dos varões e pelo LNEC. Cada amostra ensaiada é recolhida em duplicado (uma para o Fabricante e outra para o LNEC) de um mesmo atado ou rolo de varões, numa das ações de acompanhamento semestral

da produção de cada um dos fabricantes dos varões de aço A500 NR utilizados em armaduras de betão armado em Portugal. As amostras analisadas foram recolhidas ao longo de duas décadas, entre 1995 e 2015.

Com base nos resultados deste estudo estabelecem-se comparações entre distribuições estatísticas de valores da área da secção transversal (S_o), obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC, referentes a varões com cada um dos diâmetros previstos na Especificação LNEC E 450 [2], e procede-se a uma análise da sua conformidade com as exigências normativas que lhes são aplicáveis.

São também apresentadas distribuições estatísticas da relação entre cada valor de S_o obtido no âmbito dos ensaios de verificação do produto, realizados pelo fabricante dos varões, e o valor de S_o obtido num provete retirado do mesmo varão, no âmbito dos ensaios de acompanhamento (controlo externo) realizados pelo LNEC.

2 Requisitos normativos

A utilização em Portugal dos produtos de aço para armaduras de betão armado é regulada pelo REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, Decreto-Lei n.º 349-C/83, de 30 de julho. Este Regulamento especifica os tipos de armaduras e as suas principais características, estipulando no artigo 23º a obrigatoriedade da sua prévia classificação pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) [1].

A partir de 1998 foram sendo publicadas várias Especificações LNEC para produtos de aço destinados a serem utilizados como armaduras de betão armado, através das quais foram uniformizadas e atualizadas as condições a que estes produtos de aço devem satisfazer com vista à sua classificação. Estes documentos especificam, à luz dos conhecimentos e exigências existentes, as condições a que estes produtos devem satisfazer com vista ao cumprimento do REBAP, mas também outras disposições, nomeadamente, exigências de ductilidade, de soldabilidade e de resistência à fadiga, assim como as características geométricas das nervuras. Apresentam ainda o tipo de código utilizado na identificação do Fabricante e do país de origem [1].

Os requisitos normativos aplicáveis à área da secção transversal (S_o) dos varões de aço A500 NR, destinados a serem utilizados em armaduras para betão armado em Portugal, são estabelecidos na Especificação LNEC E 450 [2]. Os valores nominais de S_o estabelecidos neste documento para cada diâmetro de varão são indicados no Quadro II.

A Especificação LNEC E 450 [2] estipula ainda as tolerâncias mínima de -4,5% e máxima de +4,5% para a massa por metro linear dos varões, relativamente ao seu valor nominal.

O valor real da área da secção transversal de cada varão é determinado a partir dos valores medidos da massa e do comprimento de um provete de varão, adotando-se convencionalmente o valor de 7,85 kg/dm³ para a massa volúmica do aço. Consequentemente, as mesmas tolerâncias mínima de -4,5% e máxima de +4,5% são aplicáveis à área da secção transversal dos varões, relativamente ao seu valor nominal. Os valores mínimos e máximos de S_o , calculados com base nestas tolerâncias, são indicados no Quadro II e no Quadro III, respetivamente.

3 Apresentação dos resultados do estudo estatístico

Os resultados da análise estatística realizada são apresentados nos Quadros I a VI e nas Figuras 1 a 30.

O Quadro I apresenta a média e o desvio-padrão de cada um dos conjuntos de resultados de S_o , obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC para cada um dos diâmetros de varões controlados.

Quadro I Média e desvio-padrão de cada um dos conjuntos de resultados de S_o , obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC para cada um dos diâmetros de varões controlados

Diâmetro (mm)	S_o – Valor médio (mm²)		S_o – Desvio-padrão (mm²)	
	Fabricantes	LNEC	Fabricantes	LNEC
6	28,11	28,09	0,391	0,386
8	50,15	50,20	0,809	0,912
10	78,19	78,23	1,24	1,30
12	112,6	112,7	1,76	1,75
14	153,2	153,1	2,62	2,33
16	200,0	200,1	3,10	3,27
20	313,4	313,3	4,55	4,91
25	488,5	487,7	8,31	8,37
32	798,4	799,2	11,3	12,2
40	1267	1267	10,1	10,7

Os Quadros II e III, para além dos valores nominais de S_o referentes a cada um dos diâmetros de varões controlados, e dos respetivos limites mínimos ou máximos, apresentam ainda os valores mínimos ou máximos obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC, no conjunto da informação recolhida no âmbito deste trabalho.

Quadro II Valores nominais, limites mínimos, e valores mínimos de S_o obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC para cada um dos diâmetros de varões controlados

Diâmetro (mm)	S_o (mm²)		S_o (mm²)	
	Especificação LNEC E 450		Valores mínimos medidos	
	Nominal	Mínimo	Fabricantes	LNEC
6	28,3	27,0	27,3	27,2
8	50,3	48,0	48,1	47,2
10	78,5	75,0	74,9	74,8
12	113	107,9	107,9	108,0
14	154	147,1	147,9	149,0
16	201	192,0	190,9	191,0
20	314	299,9	300,4	301,0
25	491	468,9	454,6	470,4
32	804	767,8	765,2	768,5
40	1257	1200	1242	1196

Quadro III Valores nominais, limites máximos, e valores máximos de S_o obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC para cada um dos diâmetros de varões controlados

Diâmetro (mm)	S_o (mm ²) Especificação LNEC E 450		S_o (mm ²) Valores máximos medidos	
	Nominal	Máximo	Fabricantes	LNEC
6	28,3	29,6	28,8	28,8
8	50,3	52,6	52,4	52,4
10	78,5	82,0	82,0	82,9
12	113	118,1	118,0	125,9
14	154	160,9	159,6	159,5
16	201	210,0	217,6	217,0
20	314	328,1	326,8	329,0
25	491	513,1	512,4	512,3
32	804	840,2	834,4	836,0
40	1257	1314	1291	1286

Os Quadros IV e V, para além dos valores nominais de S_o referentes a cada um dos diâmetros de varões controlados, e dos respetivos limites mínimos ou máximos, apresentam ainda os valores característicos correspondentes aos quantilhos de 5% ou de 95% das distribuições globais dos valores de S_o obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC, no conjunto da informação recolhida no âmbito deste trabalho.

Quadro IV Valores nominais, limites mínimos, e valores característicos correspondentes ao quantilho de 5% das distribuições de valores de S_o obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC

Diâmetro (mm)	S_o (mm ²) Especificação LNEC E 450		S_o (mm ²) Valores característicos 5%	
	Nominal	Mínimo	Fabricantes	LNEC
6	28,3	27,0	27,4	27,4
8	50,3	48,0	48,8	48,6
10	78,5	75,0	76,1	76,0
12	113	107,9	109,6	109,7
14	154	147,1	148,3	148,7
16	201	192,0	194,8	194,6
20	314	299,9	305,6	304,9
25	491	468,9	474,3	473,4
32	804	767,8	778,6	777,9
40	1257	1200	1248	1247

Quadro V Valores nominais, limites máximos, e valores característicos correspondentes ao quantilho de 95% das distribuições de valores de S_o obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC

Diâmetro (mm)	S_o (mm ²) Especificação LNEC E 450		S_o (mm ²) Valores característicos 95%	
	Nominal	Máximo	Fabricantes	LNEC
6	28,3	29,6	28,9	28,8
8	50,3	52,6	51,5	51,8
10	78,5	82,0	80,3	80,4
12	113	118,1	115,6	115,6
14	154	160,9	158,1	157,5
16	201	210,0	205,2	205,6
20	314	328,1	321,2	321,7
25	491	513,1	502,7	502,0
32	804	840,2	818,1	820,4
40	1257	1314	1286	1287

Os histogramas das Figuras 1 a 20 apresentam as distribuições estatísticas dos valores de S_o referentes a cada um dos diâmetros de varões controlados: 6 mm, 8 mm, 10 mm, 12 mm, 14 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm, 32 mm e 40 mm.

Para cada um dos diâmetros são apresentadas, separadamente, as distribuições estatísticas dos resultados obtidos pelos fabricantes (Figuras com numeração ímpar) e dos resultados obtidos pelo LNEC (Figuras com numeração par).

Os histogramas das Figuras 21 a 30 apresentam as distribuições estatísticas dos valores da relação $S_{o,Fab}/S_{o,LNEC}$, entre os valores de S_o de cada varão amostrado, determinados pelo Fabricante e pelo LNEC (neste caso, sobre uma segunda amostra do mesmo varão).

As Figuras 1 a 30 exibem ainda o número de resultados considerados na análise estatística efetuada, com base na qual foi produzido cada histograma apresentado, bem como o valor médio \bar{x} e o desvio-padrão σ dos valores de S_o dessa amostra.

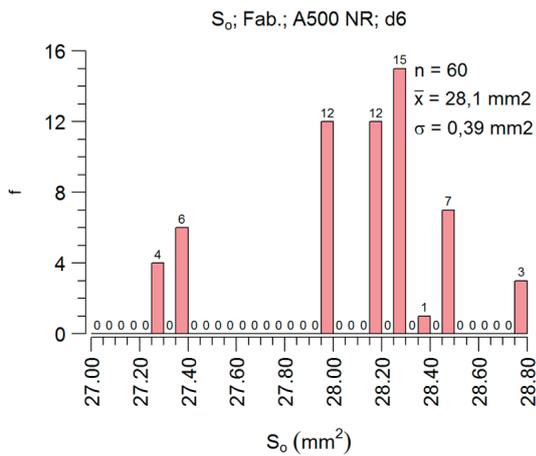


Figura 1 Resultados obtidos pelos fabricantes para varões com 6 mm de diâmetro

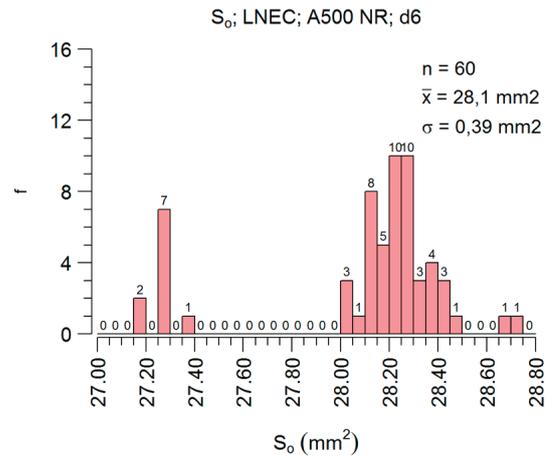


Figura 2 Resultados obtidos pelo LNEC para varões com 6 mm de diâmetro

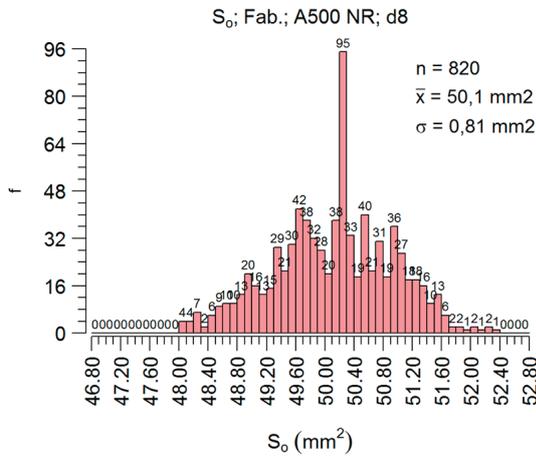


Figura 3 Resultados obtidos pelos fabricantes para varões com 8 mm de diâmetro

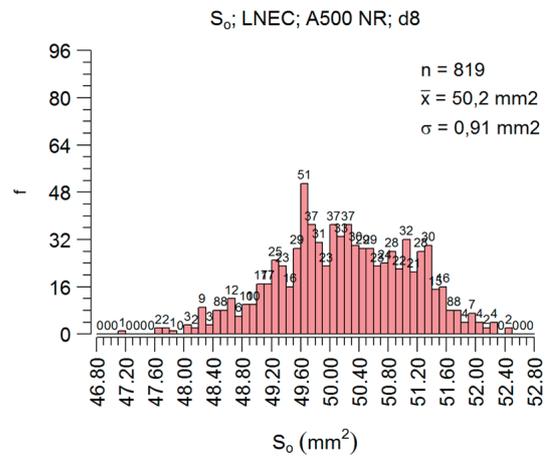


Figura 4 Resultados obtidos pelo LNEC para varões com 8 mm de diâmetro

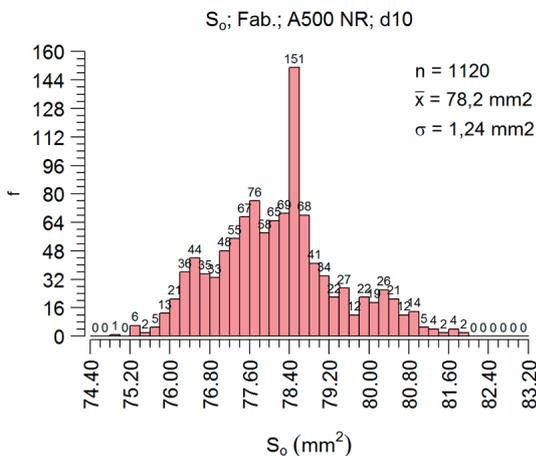


Figura 5 Resultados obtidos pelos fabricantes para varões com 10 mm de diâmetro

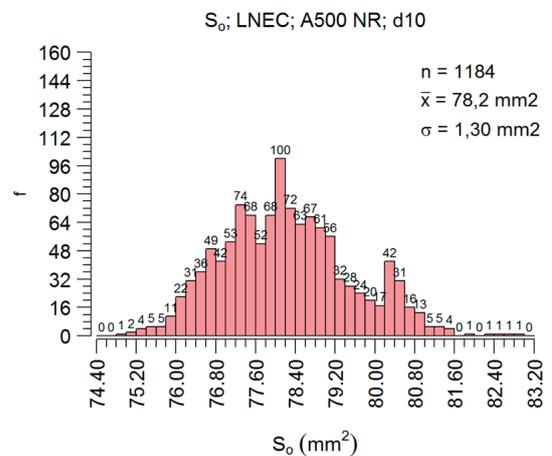


Figura 6 Resultados obtidos pelo LNEC para varões com 10 mm de diâmetro

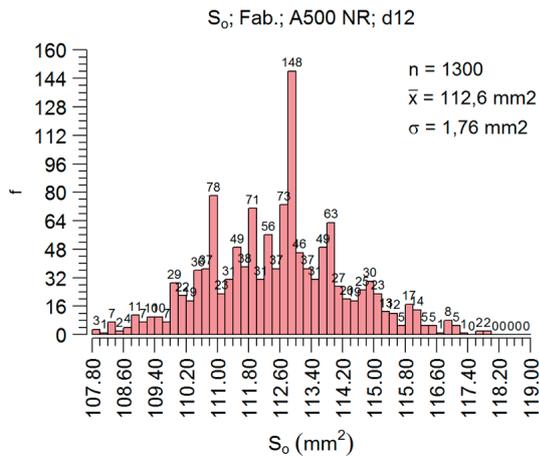


Figura 7 Resultados obtidos pelos fabricantes para varões com 12 mm de diâmetro

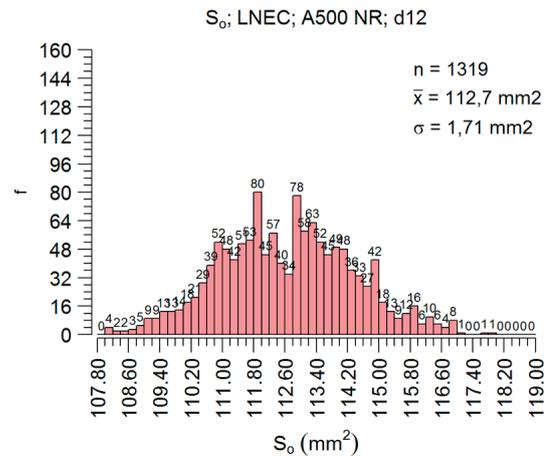


Figura 8 Resultados obtidos pelo LNEC para varões com 12 mm de diâmetro

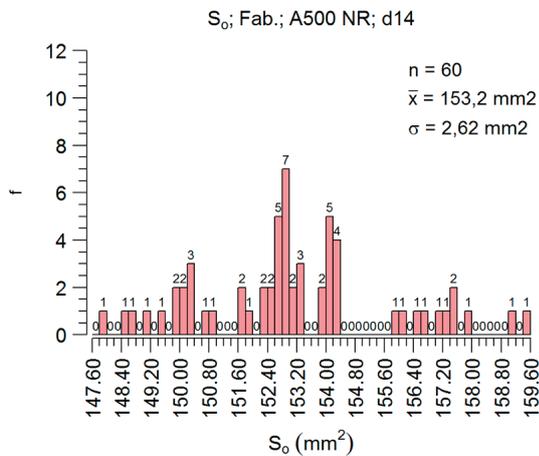


Figura 9 Resultados obtidos pelos fabricantes para varões com 14 mm de diâmetro

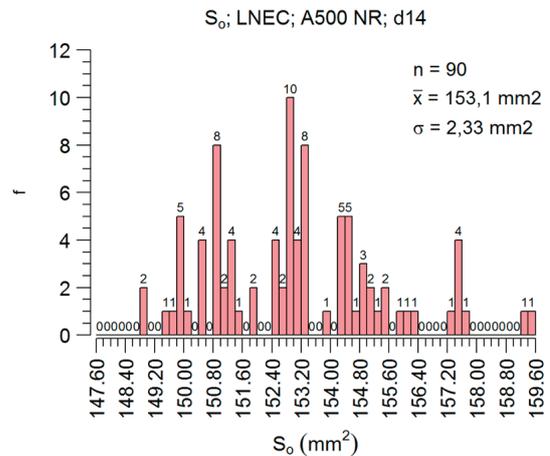


Figura 10 Resultados obtidos pelo LNEC para varões com 14 mm de diâmetro

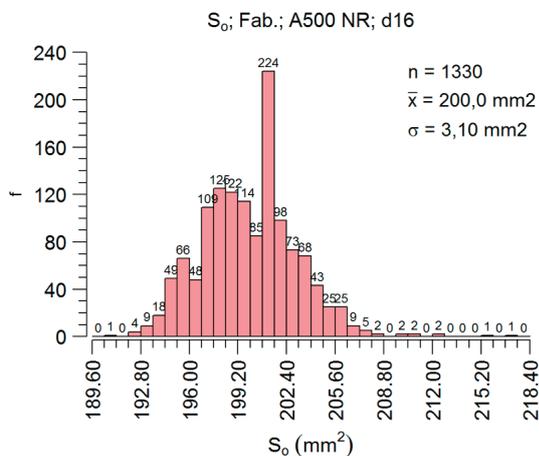


Figura 11 Resultados obtidos pelos fabricantes para varões com 16 mm de diâmetro

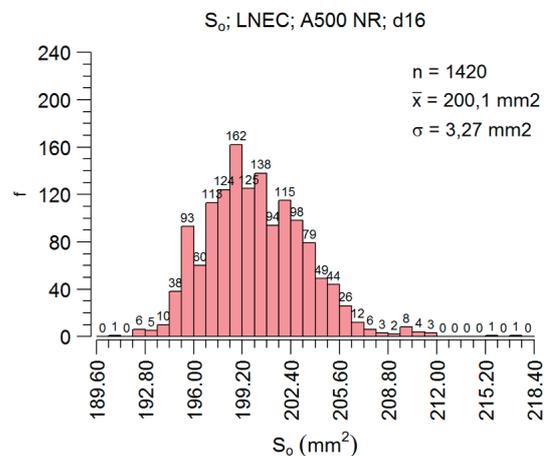


Figura 12 Resultados obtidos pelo LNEC para varões com 16 mm de diâmetro

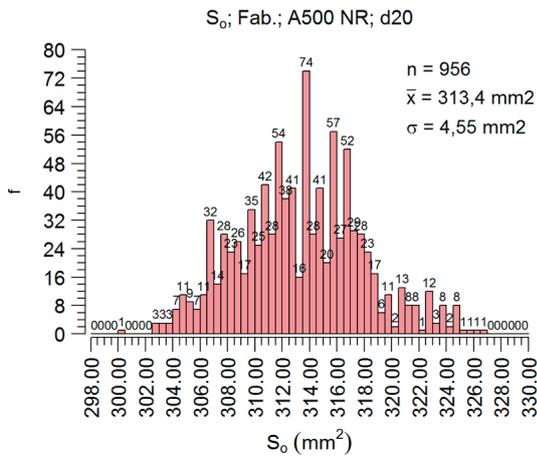


Figura 13 Resultados obtidos pelos fabricantes para varões com 20 mm de diâmetro

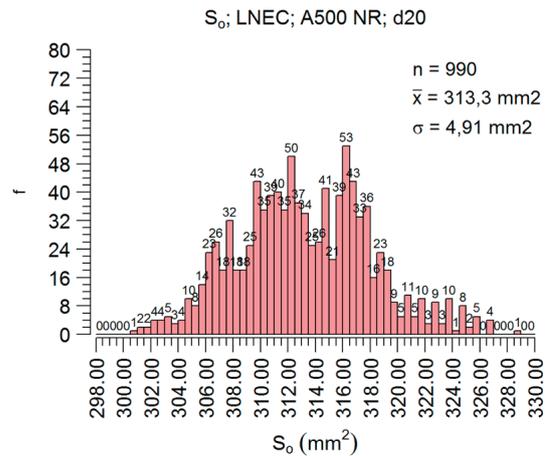


Figura 14 Resultados obtidos pelo LNEC para varões com 20 mm de diâmetro

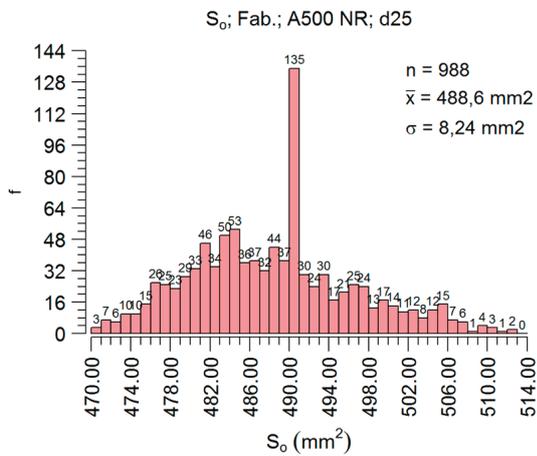


Figura 15 Resultados obtidos pelos fabricantes para varões com 25 mm de diâmetro

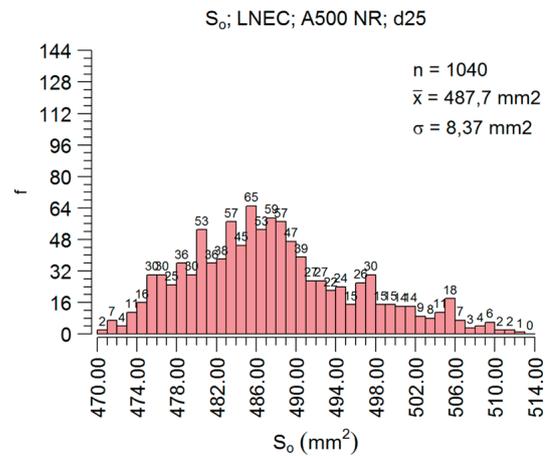


Figura 16 Resultados obtidos pelo LNEC para varões com 25 mm de diâmetro

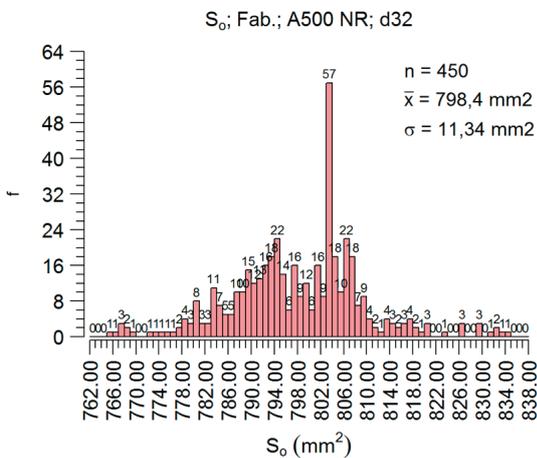


Figura 17 Resultados obtidos pelos fabricantes para varões com 32 mm de diâmetro

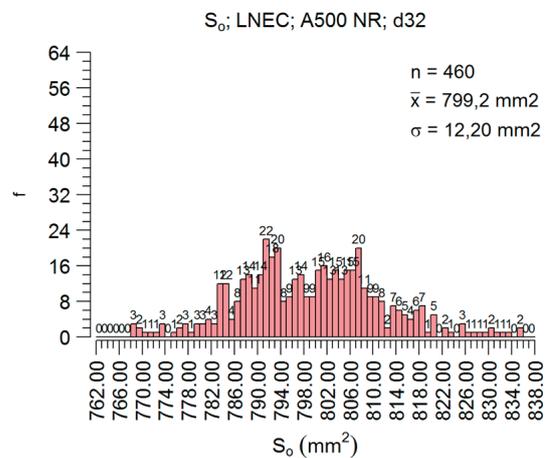


Figura 18 Resultados obtidos pelo LNEC para varões com 32 mm de diâmetro

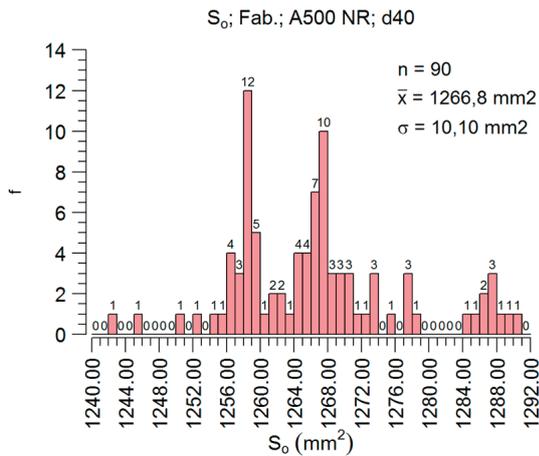


Figura 19 Resultados obtidos pelos fabricantes para varões com 40 mm de diâmetro

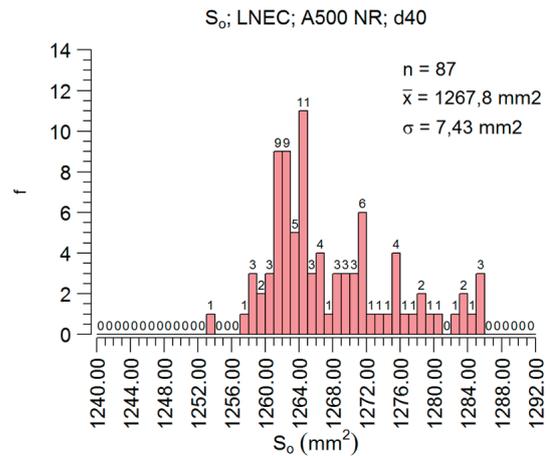


Figura 20 Resultados obtidos pelo LNEC para varões com 40 mm de diâmetro

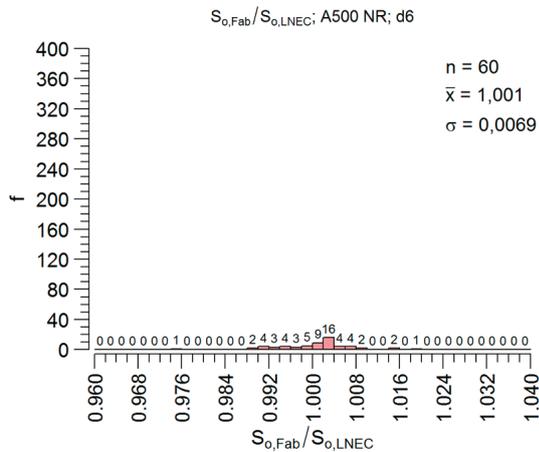


Figura 21 Relação entre resultados dos fabricantes e do LNEC para dois provetes de um mesmo varão com 6 mm de diâmetro

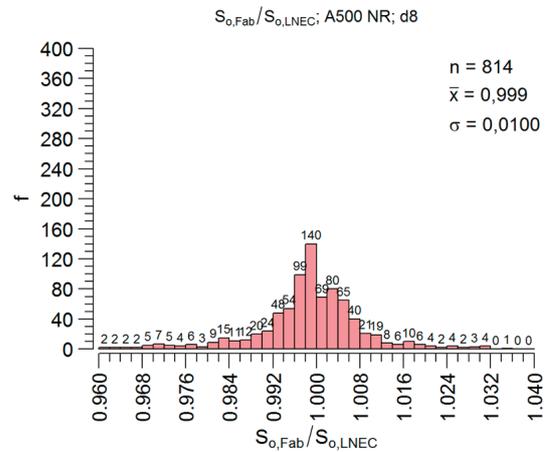


Figura 22 Relação entre resultados dos fabricantes e do LNEC para dois provetes de um mesmo varão com 8 mm de diâmetro

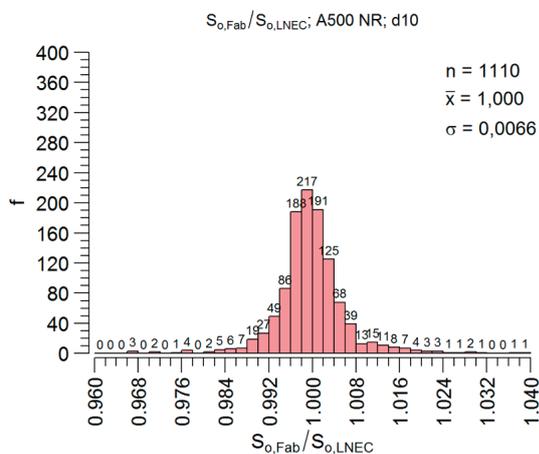


Figura 23 Relação entre resultados dos fabricantes e do LNEC para dois provetes de um mesmo varão com 10 mm de diâmetro

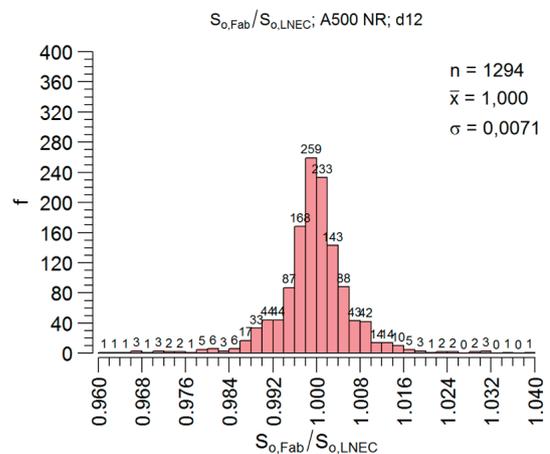


Figura 24 Relação entre resultados dos fabricantes e do LNEC para dois provetes de um mesmo varão com 12 mm de diâmetro

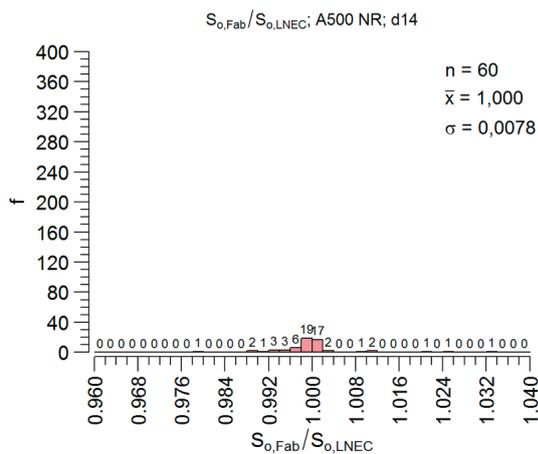


Figura 25 Relação entre resultados dos fabricantes e do LNEC para dois provetes de um mesmo varão com 14 mm de diâmetro

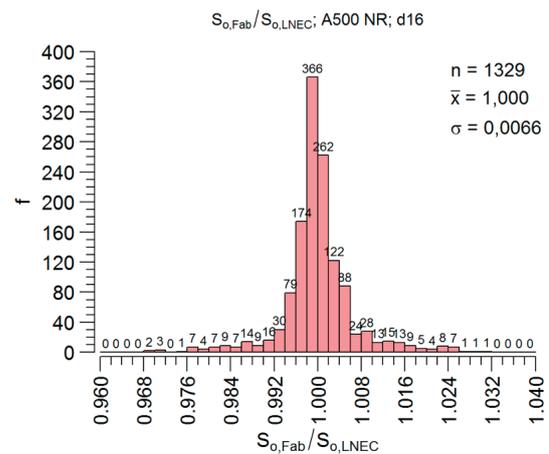


Figura 26 Relação entre resultados dos fabricantes e do LNEC para dois provetes de um mesmo varão com 16 mm de diâmetro

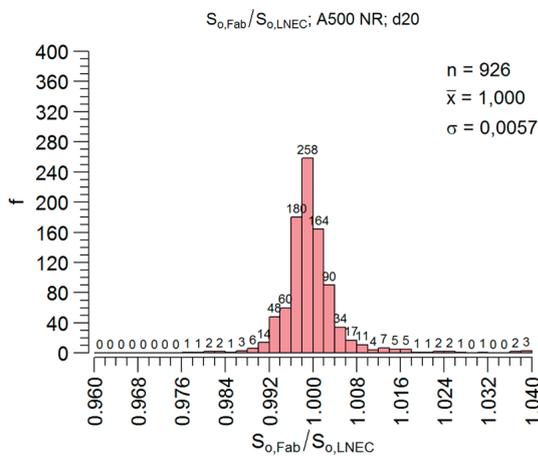


Figura 27 Relação entre resultados dos fabricantes e do LNEC para dois provetes de um mesmo varão com 20 mm de diâmetro

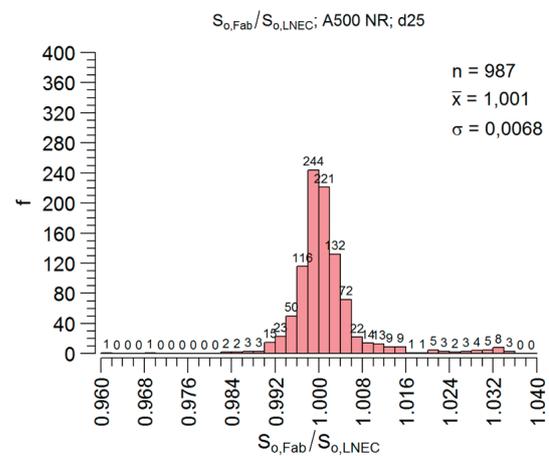


Figura 28 Relação entre resultados dos fabricantes e do LNEC para dois provetes de um mesmo varão com 25 mm de diâmetro

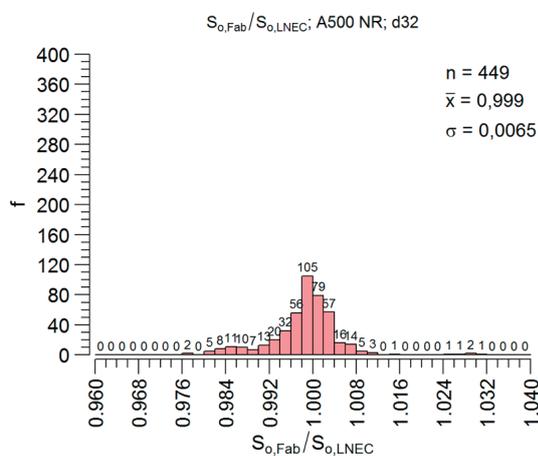


Figura 29 Relação entre resultados dos fabricantes e do LNEC para dois provetes de um mesmo varão com 32 mm de diâmetro

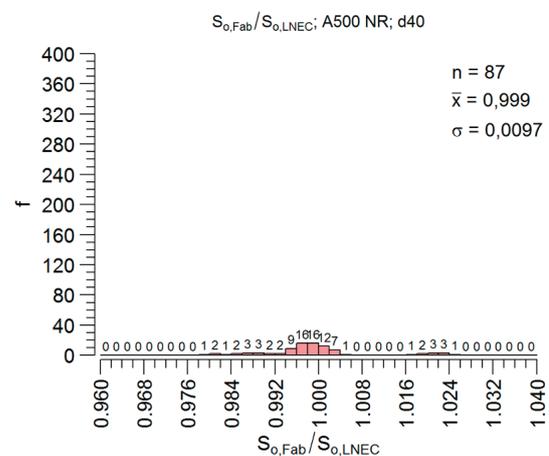


Figura 30 Relação entre resultados dos fabricantes e do LNEC para dois provetes de um mesmo varão com 40 mm de diâmetro

4 Análise dos resultados obtidos

4.1 Relação entre resultados individuais obtidos pelos fabricantes e pelo LNEC

Como se pode observar através das Figuras 21 a 30, os valores de S_o medidos pelos fabricantes em cada um dos provetes são, em geral, próximos dos valores medidos pelo LNEC no provete correspondente, recolhido do mesmo varão de aço.

O valor médio da relação $S_{o,Fab}/S_{o,LNEC}$ varia entre 0,999 e 1,001, dependendo do diâmetro dos varões em questão.

O desvio-padrão desta relação $S_{o,Fab}/S_{o,LNEC}$ é também muito baixo, variando entre 0,0057 e 0,0100, dependendo do diâmetro dos varões em questão.

As diferenças relativas entre os valores de S_o medidos pelos fabricantes e pelo LNEC em dois provetes de um mesmo varão raramente excedem 1,5%, ultrapassando 4% em apenas 0,1% dos casos.

Estes resultados permitem concluir que os métodos de ensaio utilizados pelas entidades referidas, e as respetivas incertezas, são adequados à determinação desta grandeza (S_o).

4.2 Relação entre resultados globais obtidos pelos fabricantes e pelo LNEC

A comparação entre as Figuras 1 a 20 permite concluir que os valores médios dos resultados globais obtidos pelos fabricantes e pelo LNEC, para cada diâmetro, são próximos.

As diferenças relativas entre estes valores médios variam entre -0,11%, no caso do diâmetro de 8 mm, e 0,17%, no caso do diâmetro de 25 mm. Na maioria dos casos, o valor absoluto destas diferenças relativas é próximo de 0,05%.

O coeficiente de variação das distribuições dos valores de S_o medidos pelos fabricantes varia entre 1,39% (no caso do diâmetro de 6 mm) e 1,71% (no caso do diâmetro de 14 mm). O coeficiente de variação das distribuições dos valores de S_o medidos pelo LNEC varia entre 1,37% (no caso do diâmetro de 6 mm) e 1,82% (no caso do diâmetro de 8 mm). Excetua-se o caso particular do diâmetro de 40 mm, em que os coeficientes de variação são iguais a 0,80% (fabricantes) e a 0,84% (LNEC).

4.3 Valores mínimos de S_o

Os valores nominais de S_o estabelecidos na Especificação LNEC E 450 [2] para cada um dos diâmetros de varões, bem como os limites mínimos de S_o calculados com base nas tolerâncias estipuladas nessa Especificação LNEC [2], são indicados no Quadro II.

É possível constatar que os valores mínimos de S_o obtidos pelos fabricantes se encontram abaixo dos respetivos limites mínimos, no caso dos varões com diâmetros de 10 mm, 16 mm, 25 mm e 32 mm.

No caso dos valores de S_o obtidos pelo LNEC, foram detetados resultados não-conformes, inferiores aos respetivos limites mínimos, nos varões com diâmetros de 8 mm, 10 mm, 16 mm e 40 mm.

No entanto, a quantidade de resultados não-conformes de S_o é muito reduzida, conforme se pode observar no Quadro VI onde se

indicam os números e percentagens de resultados de S_o , obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC para cada diâmetro de varão, que não respeitam os respetivos limites mínimos estabelecidos na Especificação LNEC E 450 [2].

Com uma única exceção, a percentagem de valores não-conformes é inferior a 1% do número de resultados obtidos para cada diâmetro de varão, sendo que na grande maioria dos casos essa percentagem é inferior a 0,1%.

4.4 Valores máximos de S_o

Foram também detetados resultados não-conformes, superiores aos limites máximos calculados de acordo com a Especificação LNEC E 450 [2], nos varões com diâmetros de 16 mm ensaiados pelos fabricantes, e nos varões com diâmetros de 10 mm, 12 mm, 16 mm e 20 mm ensaiados pelo LNEC (ver Quadro III).

No entanto, a quantidade de resultados não-conformes de S_o é muito reduzida, conforme se pode observar no Quadro VI onde se indicam os números e percentagens de resultados de S_o , obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC para cada diâmetro de varão, que não respeitam os respetivos limites máximos estabelecidos na Especificação LNEC E 450 [2].

A percentagem de valores não-conformes é sempre inferior a 1% do número de resultados obtidos para cada diâmetro de varão, sendo que na grande maioria dos casos essa percentagem é inferior a 0,1%.

4.5 Valores característicos inferiores do conjunto global de valores de S_o

O Quadro IV mostra que os valores característicos correspondentes ao quantilho de 5% das distribuições de valores de S_o obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC para cada diâmetro de varão são sempre superiores aos respetivos limites mínimos, calculados com base nas tolerâncias estipuladas na Especificação LNEC E 450 [2].

Este facto permite concluir que todos os conjuntos de resultados obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC, para cada um dos diâmetros de varões, satisfazem os referidos limites mínimos em pelo menos 95% dos casos, com um grau de confiança superior a 90%, conforme estabelecido na Especificação LNEC E 450 [2]. Esta conclusão é também suportada pelos valores apresentados no Quadro VI.

4.6 Valores característicos superiores do conjunto global de valores de S_o

O Quadro V mostra que os valores característicos correspondentes ao quantilho de 95% das distribuições de valores de S_o obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC para cada diâmetro de varão são sempre inferiores aos respetivos limites máximos, calculados com base nas tolerâncias estipuladas na Especificação LNEC E 450 [2].

Este facto permite concluir que todos os conjuntos de resultados obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC, para cada um dos diâmetros de varões, satisfazem os referidos limites máximos em pelo menos 95% dos casos, com um grau de confiança superior a 90%, conforme estabelecido na Especificação LNEC E 450 [2]. Esta conclusão é também suportada pelos valores apresentados no Quadro VI.

Quadro VI Número total e percentagem de resultados de S_o , obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC para cada diâmetro de varão, não-conformes com o respetivo limite mínimo ou máximo

Diâmetro (mm)	Resultados não-conformes com o limite mínimo da Especificação LNEC E 450						Resultados não-conformes com o limite máximo da Especificação LNEC E 450					
	Fabricantes			LNEC			Fabricantes			LNEC		
	N.º total de resultados	Não-conformes	%	N.º total de resultados	Não-conformes	%	Não-conformes	%	Não-conformes	%		
6	60	0	0,00	60	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0,00	
8	820	0	0,00	819	6	0,73	0	0,00	0	0,00	0,00	
10	1120	1	0,09	1184	1	0,08	0	0,00	4	0,34	0,34	
12	1300	0	0,00	1319	0	0,00	0	0,00	1	0,08	0,08	
14	60	0	0,00	90	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0,00	
16	1330	1	0,08	1420	1	0,07	6	0,45	12	0,85	0,85	
20	956	0	0,00	990	0	0,00	0	0,00	1	0,10	0,10	
25	988	1	0,10	1040	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0,00	
32	450	4	0,89	460	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0,00	
40	90	0	0,00	87	1	1,14	0	0,00	0	0,00	0,00	

4.7 Controlo dos valores característicos das amostras de valores de S_o

As conclusões apresentadas nas secções anteriores basearam-se na análise de um conjunto de cerca de 15 000 resultados, obtidos pelos fabricantes e pelo LNEC. Presume-se que este volume de informação é suficientemente significativo para representar o conjunto dos varões de aço A500 NR utilizados em Portugal para armaduras de betão armado durante o período de tempo a que estes resultados dizem respeito.

Porém, tem-se constatado que as distribuições estatísticas das características dos varões podem variar em função do respetivo fabricante e do lote de produção [3], devido a diferenças ou alterações nos processos de produção de cada fabricante. Pelos mesmos motivos, têm-se também observado variações ao longo do tempo das características dos varões produzidos por um mesmo fabricante [4].

Na prática, as ações de acompanhamento da produção dos varões certificados em Portugal passam pela recolha periódica, duas vezes por ano, de dez conjuntos de varões, retirados de dez atados ou dez rolos diferentes. Estas amostras são recolhidas em duplicado, destinando-se uma delas aos ensaios de verificação realizados pelo fabricante dos varões, e a outra aos ensaios de acompanhamento realizados pelo LNEC [5].

Os valores característicos das diferentes características dos varões controladas no âmbito destas ações de acompanhamento são estimados, com um grau de confiança de 90% [2], através das equações (1) ou (2), a partir da média e do desvio-padrão dos resultados obtidos nos ensaios de dez provetes retirados das referidas amostras, tendo em conta o número de provetes ensaiados.

$$S_{o_{5\%}} = \bar{S}_o - k \times \sigma_{S_o} \quad (1)$$

$$S_{o_{95\%}} = \bar{S}_o + k \times \sigma_{S_o} \quad (2)$$

em que:

$S_{o_{5\%}}$ representa o valor característico correspondente ao quantilho de 5%;

$S_{o_{95\%}}$ representa o valor característico correspondente ao quantilho de 95%;

\bar{S}_o representa o valor médio dos dez resultados;

σ_{S_o} representa o desvio-padrão dos dez resultados;

$k = k_{10} = 2,57$ é o coeficiente utilizado na determinação, com o grau de confiança de 90%, do valor característico de 5% (ou de 95%) a partir de uma amostra de dez resultados [5].

De modo a aferir a validade deste procedimento, procedeu-se à análise separada dos valores característicos de cada uma das amostras de dez resultados que integravam os resultados avaliados no âmbito deste estudo.

4.8 Valores característicos inferiores das amostras de valores de S_o

No caso dos valores característicos inferiores das distribuições de valores de S_o , estimados com base nos dez resultados de cada amostra, foram detetadas 81 amostras cujo valor característico, correspondente ao quantilho de 5%, é inferior ao respetivo limite mínimo, calculado com base nas tolerâncias estipuladas na Especificação LNEC E 450 [2]. Estas 81 amostras, de resultados obtidos pelos fabricantes e pelo LNEC, correspondem a cerca de 5,5% do total das amostras analisadas.

Esta percentagem de amostras com valores característicos não-conformes afigura-se aceitável, em face da probabilidade de 10% (igual a 100% menos o grau de confiança de 90%), convencionalmente aceite, de o valor característico correspondente ao quantilho de 5% de cada lote amostrado poder ser inferior ao limite mínimo estipulado na Especificação LNEC E 450 [2].

Justifica-se assim a aplicação deste procedimento na avaliação de cada lote de varões amostrado, no âmbito de uma ação de acompanhamento da sua produção. Apenas nos 5,5% de casos não-conformes se justificaria o ensaio de um número adicional de provetes, de modo a permitir estimar em condições mais favoráveis – utilizando, na equação (1), um coeficiente k inferior a k_{10} –, com o mesmo grau de confiança de 90%, o referido valor característico de 5%.

4.9 Controlo dos valores característicos superiores das amostras de valores de S_o

No caso dos valores característicos superiores das distribuições de valores de S_o , estimados com base nos dez resultados de cada amostra, foram detetadas 51 amostras cujo valor característico, correspondente ao quantilho de 95%, é superior ao respetivo limite máximo, calculado com base nas tolerâncias estipuladas na Especificação LNEC E 450 [2]. Estas 51 amostras, de resultados obtidos pelos fabricantes e pelo LNEC, correspondem a cerca de 3,5% do total das amostras analisadas.

Esta percentagem de amostras com valores característicos não-conformes também se afigura aceitável, em face da probabilidade de 10% (igual a 100% menos o grau de confiança de 90%), convencionalmente aceite, de o valor característico correspondente ao quantilho de 95% de cada lote amostrado poder ser superior ao limite máximo estipulado na Especificação LNEC E 450 [2].

Justifica-se assim, mais uma vez, a aplicação deste procedimento na avaliação de cada lote de varões amostrado, no âmbito de uma ação de acompanhamento da sua produção. Apenas nos 3,5% de casos não-conformes se justificaria o ensaio de um número adicional de provetes, de modo a se conseguir estimar em condições mais favoráveis – utilizando, na equação (2), um coeficiente k inferior a k_{10} –, com o grau de confiança de 90%, o referido valor característico de 95%.

5 Conclusões

A área da secção transversal (S_o) dos varões de aço para armaduras constitui um dos parâmetros necessários à verificação da segurança dos elementos estruturais em betão armado. Habitualmente, os cálculos utilizados para este fim baseiam-se no valor nominal de S_o , estipulado na norma de produto dos varões de aço.

No entanto, aquando da realização de determinados estudos sobre estruturas de betão armado pode ser útil conhecer o valor real da área da secção transversal dos varões (S_o), bem como a sua distribuição estatística. O seu conhecimento permite também verificar se os varões colocados no mercado respeitam as tolerâncias estabelecidas na norma de produto. Esta informação é importante para assegurar que os varões não apresentam uma resistência menor que a considerada no projeto, pelo facto de a sua secção transversal ser muito inferior ao respetivo valor nominal.

Por outro lado, convém assegurar que o comprimento total dos varões de um lote fornecido para uma obra não é inferior ao previsto na sua encomenda pelo facto de a secção transversal dos varões ser muito superior ao respetivo valor nominal.

O presente artigo apresenta um estudo estatístico dos valores da área da secção transversal dos varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado obtidos pelo LNEC no âmbito do controlo periódico deste tipo de produto.

Esta informação inclui os resultados obtidos pelos fabricantes dos varões e pelo LNEC, no âmbito das ações de acompanhamento semestral da produção dos varões de aço A500 NR certificados em Portugal entre 1995 e 2015.

Na sequência deste estudo estabelecem-se comparações entre distribuições de valores da área da secção transversal (S_o), obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC, referentes a varões com cada um dos diâmetros previstos na Especificação LNEC E 450 [2].

Estas comparações permitem concluir que as distribuições dos resultados globais obtidos pelos fabricantes e pelo LNEC, para cada diâmetro de varões, são idênticas. Na maioria dos casos, o valor absoluto das diferenças relativas entre os valores médios destas distribuições é próximo de 0,05%. O coeficiente de variação das distribuições dos valores de S_o varia entre 1,39% e 1,71% no caso dos resultados obtidos pelos fabricantes, e entre 1,37% e 1,82% no caso dos resultados obtidos pelo LNEC.

As distribuições estatísticas da relação entre cada valor de S_o obtido pelo Fabricante e o valor de S_o obtido pelo LNEC, num provete retirado do mesmo varão, mostram que estes valores são em geral próximos, sendo o valor médio da sua diferença inferior a 0,1%. Estes resultados permitem concluir que os métodos de ensaio utilizados e as respetivas incertezas são adequados à determinação desta grandeza (S_o).

Os valores extremos de S_o , mínimos e máximos, são comparados com os respetivos limites, calculados a partir dos valores nominais e das tolerâncias estabelecidos na Especificação LNEC E 450 [2]. Conclui-se que a quantidade de resultados não-conformes de S_o é muito reduzida; a percentagem destes resultados é, na grande maioria dos casos, inferior a 0,1% desse número.

Por sua vez, os valores característicos correspondentes aos quantilhos de 5% e de 95% das distribuições globais de valores de S_o , obtidos pelos fabricantes ou pelo LNEC para cada diâmetro de varão, respeitam sempre, com um grau de confiança superior a 90%, os respetivos limites calculados com base na Especificação LNEC E 450 [2].

Por último, constata-se que os valores característicos de S_o , correspondentes aos quantilhos de 5% e de 95% de cada amostra controlada no âmbito da avaliação periódica dos varões, satisfazem em cerca de 95% dos casos os respetivos limites calculados com base na Especificação LNEC E 450 [2]. Justifica-se assim a aplicação deste procedimento na avaliação individual de cada lote de varões amostrado.

Referências

- [1] Laboratório Nacional de Engenharia Civil – Lista de documentos de classificação, 2017, 14 p.
- [2] Laboratório Nacional de Engenharia Civil – Especificação LNEC E 450-2017 – *Varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação*, 2017, 8 p.

- [3] Baptista, A. M.; Filipe, J. – “Avaliação de resultados de ensaios de fadiga sobre varões de aço para betão armado”, II Encontro Luso-Brasileiro de Degradação de Estruturas de Betão, Lisboa, LNEC, 27 a 29 de setembro de 2016, 12 p.
- [4] Baptista, A. M.; Filipe, J. – “Tensão de cedência dos aços de varões para betão armado. Análise da sua distribuição estatística nas duas últimas décadas”, *Encontro Betão Estrutural – BE 2016*, FCTUC, Coimbra, 2016, 10 p.
- [5] PE.PSG.01 – *Concessão e acompanhamento da certificação. Varão de aço para armaduras de betão armado*. CERTIF – Associação para a Certificação, Edição 7, 2009, 16 p.

Pontes ferroviárias metálicas existentes – Caracterização dos materiais e avaliação da fadiga

Railway metallic bridges portfolio – Material properties and fatigue assessment

Hugo de Vasconcellos Corrêa Patrício

Resumo

Na última década as políticas de investimento em infraestruturas, têm privilegiado as acções de reabilitação em detrimento das acções de renovação, prolongando a vida em serviço de activos para além do que seria expectável.

Em teoria, o prolongamento da vida útil destas pontes metálicas é limitado pelo fenómeno da fadiga que está intrinsecamente associado ao histórico de carregamentos a que as estruturas estão sujeitas.

A homogeneidade do histórico de carregamentos das pontes pertencentes ao mesmo corredor, levanta questões do ponto de vista económico, dada a probabilidade do portefólio esgotar a vida útil em simultâneo, dando origem a necessidades de investimento imediato, que podem ser difíceis de obter.

Esta comunicação tem como objectivo caracterizar as pontes metálicas da rede ferroviária e propor uma metodologia de avaliação do problema da fadiga nas pontes metálicas existentes baseado no relatório técnico "*Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life*".

Palavras-chave: Pontes metálicas ferroviárias / Avaliação fadiga

Abstract

In the last decade infrastructure investment policies have focused on rehabilitation actions to the detriment of renovation actions, extending the service life of assets beyond what was expected.

In theory, the service life of these metal bridges is limited by fatigue which is inherently associated with the structural load cycles.

The similarity of structural loading history for bridges belonging to the same corridor, must be considered from the economic point of view, given the probability of the portfolio reaching its service life simultaneously, raising immediate investment needs that may be difficult to obtain.

The purpose of this communication is to characterize railway network metallic bridges portfolio and to propose a methodology for fatigue assessment based on the technical report "*Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life*".

Keywords: Metallic railway bridges / Fatigue assessment

Hugo de Vasconcellos Corrêa Patrício

Engenheiro Civil
Infraestruturas de Portugal, S.A.
Asset Management – Risco da Infraestrutura
hugo.patricio@infraestruturasdeportugal.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

PATRÍCIO, Hugo – Pontes ferroviárias metálicas existentes – Caracterização dos materiais e avaliação da fadiga **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 6. ISSN 2183-8488. (março 2018) 113-124.

1 Introdução

1.1 As pontes metálicas da rede ferroviária portuguesa

Das cerca de 2500 pontes da rede ferroviária nacional, cerca de 23% são metálicas, tendo a sua maioria mais de 60 anos de vida (a Linha da Beira Alta foi integralmente renovada na década de 50 do séc. XX) e um número significativo de pontes mais de 100 anos.

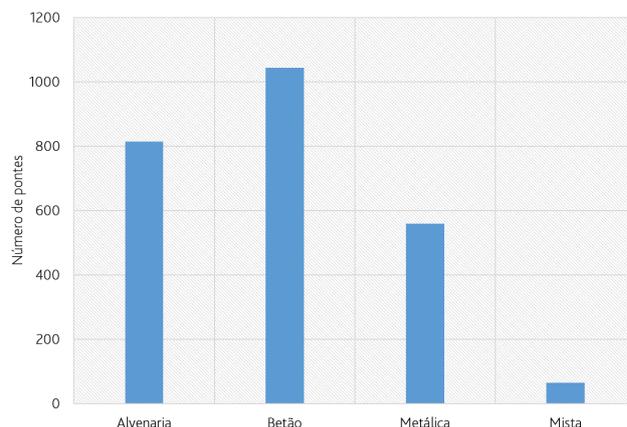


Figura 1 Ponte de Murça, Linha do Douro, construída em 1887

Estas pontes pertencem a um grupo de estruturas que se pode considerar heterogéneo, uma vez que a sua utilização permanece desde o final do séc XIX, sendo evidente o reflexo da evolução das técnicas de produção dos materiais, técnicas de concepção e projeto e ainda as técnicas de execução.

Existem pontes metálicas:

- Com múltiplos tramos, contínuos ou simplesmente apoiados;
- Com comprimentos totais de 500 m e pontes com vão inferior a 10 m;
- Cujos elementos são compostos pela junção de chapas e cantoneiras;
- Onde são utilizados elementos laminados, pontes rebitadas, aparafusadas e soldadas;

- Onde o material estrutural base é o ferro pudlado ou o aço macio nas suas diversas formas (ver capítulo 2 – Caracterização dos materiais) embora possam ter sido reforçadas ou reabilitadas com materiais de qualidade diferente.



Figura 2 Ponte de Portimão, Linha do Algarve, construída em 1919



Figura 3 PI de Santa Comba Dão, Linha da Beira Alta, renovada em 1950

2 Caracterização dos materiais

O desenvolvimento dos processos de fabrico de materiais ferrosos associado ao desenvolvimento industrial levaram à grande utilização destes materiais metálicos aplicados à construção.

A partir de meados do séc. XVIII até meados do séc. XIX (1750 a 1850) o ferro fundido e ferro pudlado eram os principais materiais ferrosos utilizados na construção de infraestruturas de transportes.

A partir do séc. XIX o aço (liga ferro-carbono) começou a substituir gradualmente o ferro, devido às suas características mecânicas superiores.

Em Portugal, o primeiro troço de caminho de ferro, troço Santarém-Carregado, foi inaugurado em 1856 a meio do século XIX, pelo que a grande maioria das pontes foram construídas posteriormente.

A ponte mais antiga e que se encontra em exploração é a Ponte de Viana do Castelo, sobre o Rio Lima, construída em 1878. Embora a Ponte Maria Pia seja mais antiga, 1877, já não se encontra com exploração ferroviária.

A história da construção do caminho de ferro em Portugal tem um grande desenvolvimento na transição do séc. XIX para o séc. XX, altura em que o uso dos aços macios começava a ultrapassar a utilização do ferro pudlado e do ferro forjado. De facto o aço macio apresentava-se como sendo um material com propriedades mais avançadas e interessantes do ponto de vista de segurança estrutural. De acordo com o "Regulamento para o projectos, provas e vigilância das pontes metálicas" de 1897, os materiais destinados à construção dos tabuleiros das pontes de caminho de ferro deveriam satisfazer os requisitos enunciados no Quadro I.

Quadro I Qualidade do ferro e do aço especificada pelo regulamento 1897 [1]

	Resistência mínima à rotura N/mm ²	Alongamento mínimo de rotura
Ferro laminado, no sentido da laminagem, e ferro forjado	340	13,0%
Ferro laminado, transversalmente	280	3,5%
Rebites de ferro	360	16,0%
Aço laminado (aço doce)	360	25,0%
Rebites de aço (aço extra-doce)	380	28,0%

Notas: O regulamento proíbe expressamente a utilização de aço quebradiço (aço duro).

Em 1929 foi publicado novo "Regulamento de pontes metálicas" que estipulava as características dos materiais e impunha uma tensão limite no dimensionamento dos elementos igual a 140 MPa.

Quadro II Características dos materiais especificados pelo regulamento de pontes metálicas de 1929 [2]

Aços	Limite mínimo aparente de elasticidade N/mm ²	Tração	
		Carga mínima de rotura N/mm ²	Alongamento mínimo (%)
Laminado	240	400	22
Para rebites	200	380	28
Forjado	330	550	20
Fundido	220	450	15

O "Regulamento de estruturas de aço para edifícios" de 1965 apenas admite o emprego de "aços com textura compacta e homogénea e não ter inclusões, fendas ou outros defeitos prejudiciais à sua utilização" [3].

Quadro III Especificação do aço a empregar em perfis e chapas pelo regulamento de estruturas de aço de 1965 [3]

tensão de cedência N/mm ²		Tensão de rotura N/mm ²		Extensão após rotura %	
t < 12 mm	t ≥ 12mm	Min.	Máx.	Prov. s curtos	Prov. longos
240	220	370	450	25%	22%

O regulamento de 1965 estabelece ainda as características dos elementos de ligação, sejam eles os rebites (norma NP-191 ainda em vigor), os parafusos e os metais de adição para soldaduras.

Apesar de o Eurocódigo 3 não ter revogado o regulamento de 1965, a sua utilização tem sido largamente adotada constituindo-se como a referência no dimensionamento das novas estruturas metálicas em Portugal desde o início do séc. XXI.

Quadro IV Extrato das características dos aços especificadas pelo Eurocódigo 3 [7]

Norma e classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550

É de referir que apesar de se ter verificado uma rápida evolução dos aços nas primeiras décadas do século XX, a qualidade dos aços durante as fases da I Grande Guerra (1914-1918), Grande Depressão (1929-1939) e II Guerra Mundial (1939-1945) pode ser especialmente baixa devido à escassez das ligas e porque o processo de produção dos aços deveria ser rápido. A avaliação de uma estrutura construída durante estes períodos deverá incluir a realização de ensaios de caracterização dos materiais.

Foram habitualmente empregues os seguintes materiais, cujas propriedades e caracterização se indicam nos pontos seguintes:

- Ferro fundido
- Ferro pudlado
- Aço macio (séc. XIX)
- Aço macio (séc. XX)

Entre as décadas de 50 e 80 do séc. XX, foram executadas campanhas de caracterização dos materiais empregues nas pontes metálicas ferroviárias. Foram realizados ensaios de tração em provetes bem como ensaios de caracterização da composição química.

Quadro V Resumo dos valores dos provetes ensaiados na rede portuguesa [12]

Características mecânicas		Intervalo do ano de construção			
		≤ 1897	[1897; 1929]	[1929; 965]	> 1965
Tensão de cedência T _{ced} N/mm ²	Num. Ensaios	154	161	22	2
	Valor médio	270	270	280	290
	Desvio Padrão	20	30	30	10
Tensão de rotura T _{rot} N/mm ²	Num. Ensaios	175	167	24	2
	Valor médio	360	380	390	370
	Desvio Padrão	40	40	30	60
Extensão na rotura %	Num. Ensaios	122	118	18	2
	Valor médio	130	240	280	220
	Desvio Padrão	80	90	70	80
Módulo de elasticidade E N/mm ²	Num. Ensaios	67	80	11	–
	Valor médio	187070	191720	203220	–
	Desvio Padrão	20780	16500	7390	–
Resiliência + 20 °C (J)	Valor médio	27	22	0	–
Resiliência – 10 °C (J)	Valor médio	–	10	–	–

2.1 Ferro fundido

O ferro fundido (*cast iron*) é uma liga ferro-carbono com mais de 1,7% de carbono e outros elementos tais como silício (Si), enxofre (S), manganês (Mn) e fósforo (P).

Quadro VI Composição química – valores indicativos de referência [4]

C %	Mn %	Si %	S %	P %
2,0-4,0	0,2-1,2	0,3-3,0	< 1,2	< 1,0

São materiais de rotura frágil, com muito pouca ductilidade. A resistência à compressão é, em ordem de grandeza, 3 vezes superior à resistência à tração, facto este que leva a que seja sobretudo aplicado a elementos sujeitos à compressão.

São exemplos de aplicação deste material os aparelhos de apoio da generalidade das pontes metálicas da rede ferroviária.

Quadro VII Valores prováveis de ferros fundidos fabricados até início do séc. XIX [5]

Resistência compressão N/mm ²	Resistência tração N/mm ²
320-780	80-180

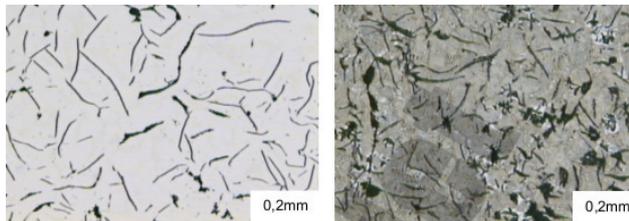


Figura 4 Microestrutura de um ferro fundido com grafite (carbono) lamelado e ferro fundido cinzento [6]

2.2 Ferro pudlado

O ferro pudlado (*wrought iron*) tem normalmente menos de 0,08% de carbono e 1 a 3% de inclusões ou escória na matriz ferrítica.

Quadro VIII Composição química – valores indicativos de referência [4]

C %	Mn %	Si %	S %	P %
< 0,08	< 0,4	–	< 0,04	< 0,6

As inclusões estão distribuídas e alongadas na direção da laminagem, sendo responsáveis pelo comportamento anisotrópico deste

material. De facto a resistência na direção de laminagem é superior à resistência na direção ortogonal [6].

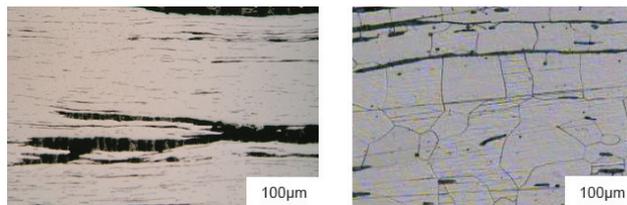


Figura 5 Microestrutura típica do ferro pudlado [6]

São exemplos de pontes construídas com este material as pontes:

- sobre o rio Lima, na linha do Minho, construída em 1876
- sobre o Zêzere na linha da Beira Baixa, construída em 1890
- da Gricha e Gonçalo Joanes na linha do Douro, construídas em 1887

A utilização de processos de soldadura nestes materiais deve ser efetuada com a maior reserva e depois de se efetuarem testes de compatibilidade.

Quadro IX Valores prováveis das características mecânicas [5]

Tensão de cedência N/mm ²	Tensão última tração N/mm ²	Alongamento %	Modulo de elasticidade kN/mm ²
239	344	15	170-190

Contrastando com as fracas características mecânicas destes materiais está a sua boa resistência contra a corrosão, sendo um dos motivos pelos quais ainda perduram estruturas ao serviço com este material.



Figura 6 Ponte sobre o Rio Lima, construída em 1878, ainda está ao serviço

2.3 Aço macio

O aço é um material composto essencialmente por ferro e carbono (menos de 2%).

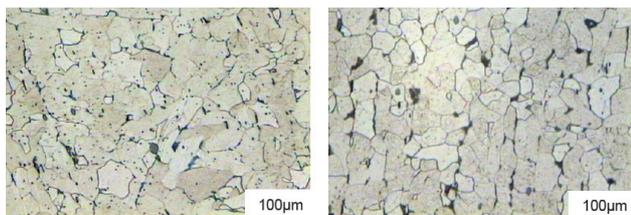


Figura 7 Microestrutura típica dos aços macios mais antigos [6]

A generalidade das pontes metálicas da rede ferroviária são constituídas por aço, embora com características mecânicas ligeiramente diferentes consoante a época de construção e o método utilizado.

Bessemer steel (a partir de 1860)

Percentagens de nitrogénio (N) elevadas e por isso sujeito a envelhecimento precoce, e concentrações de fósforo (P) muito altas quando comparado com os aços modernos.

Estes aços foram produzidos para aplicação em estruturas entre 1855 e 1900.

Thomas steel (a partir de 1880)

Percentagens de nitrogénio semelhantes ao processo de Bessemer mas com menos fósforo e enxofre (S).

Estes aços foram produzidos para aplicações estruturais entre 1879 e 1980.

Siemens-Martins steel (a partir de 1864)

Com poucas inclusões na matriz, baixos níveis de nitrogénio, mas com níveis de enxofre mais elevados.

Estes aços foram produzidos para aplicações estruturais entre 1865 e 1990.

Quadro X Composição química – valores indicativos [4]

	C %	Mn %	Si %	S %	P %
Aço Macio séc. XIX Bessemer	0,02-0,1	0,3-0,5	–	< 0,1	0,04-0,07
Aço Macio séc. XIX Thomas steel	0,02-0,1	0,3-0,5	–	< 0,1	0,04-0,12
Aço Macio séc. XIX Siemens-Martin	0,05-0,15	0,2-0,5	–	0,02-0,15	0,03-0,06
Aço Macio séc. XX	0,1-0,2	0,4-0,5	0,01	–	–

Ao contrário dos atuais aços, em que o processo de fabrico é normalizado, as propriedades dos primeiros aços dependiam do processo de fabrico, sendo possível encontrar aços com propriedades mecânicas diferentes.

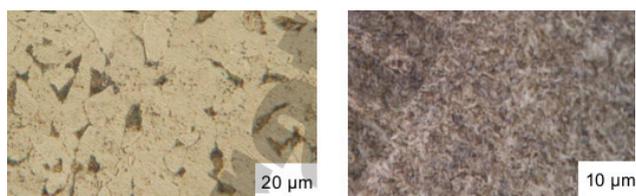


Figura 8 Exemplos de microestruturas de aços correntes [6]

Quadro XI Valores prováveis das características mecânicas

	Tensão cedência N/mm ²	Tensão última tracção N/mm ²	Along. %	Modulo de Elasticidade kN/mm ²
Aço macio séc.XIX [5]	226	399	40	210
Aços macios correntes [7]	235 – 460	360 - 550	> 15%	210

De acordo com o Relatório *Improved assessment methods for static and fatigue resistance of old steel railway bridges* [5], as propriedades dos aços macios antigos obedecem aos requisitos de um aço S235JR (de acordo com a EN 10025).

3 Fadiga

A fadiga corresponde a um estado limite do material metálico, a partir do qual este perde a capacidade de resistir às ações a que está sujeito, ainda que estas o sujeitem a um estado de tensão baixo, quando comparado com a sua tensão de cedência.

Trata-se de uma rotura frágil do material sem observação de deformação plástica do material.

Esta perda súbita de resistência é atribuída ao facto de o metal não ter um comportamento elástico linear ideal, sendo que em cada ciclo de carregamento e descarregamento, com ou sem alteração de sinal das tensões, se verifica a instalação de deformações que não são recuperadas na íntegra. Desta forma, ao longo da vida de serviço do material, este vai acumulando um “histórico” de deformações até se atingir a rotura.

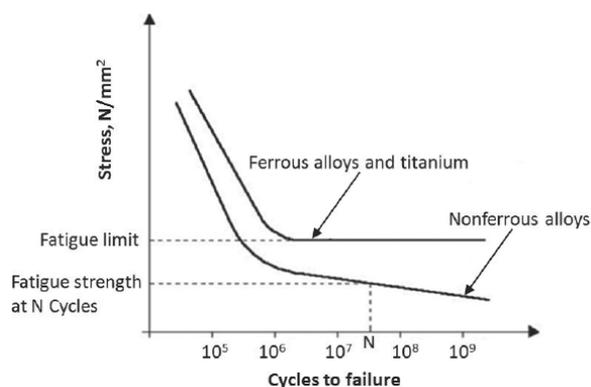


Figura 9 Estado limite de fadiga

Este dano acumulado origina a microfissuração e consequente propagação até o elemento estrutural perder completamente a sua capacidade resistente atingindo a rotura.

O regulamento de 1929 impunha que as secções fossem dimensionadas de modo a que a tensão máxima não ultrapassasse os 140 MPa. Este nível de tensão é cerca de 40% da tensão de cedência e cerca de 60% da tensão de rotura.

Não obstante este limite baixo de tensão, é expectável que um elemento rebitado, sujeito a um ciclo de tensão constante de 140 MPa, resista a 3×10^5 ciclos; no entanto, se admitirmos um ciclo de tensão menor, 80 MPa, a resistência à fadiga sobe para 14×10^5 ciclos

Nos materiais ferrosos e ligas, a resistência à fadiga é definida pelo **limite de fadiga**, correspondendo à tensão máxima que se pode aplicar num ciclo infinito de vezes sem se dar a rotura do material.

Note-se que os metais não ferrosos, por exemplo as ligas de alumínio, não têm limite de fadiga, pelo que a resistência destes materiais às tensões repetidas define-se pela **resistência de fadiga** que é a tensão máxima que pode ser aplicada repetidamente acima de um ciclo sem provocar a rotura.

No caso dos materiais ferrosos, o limite de fadiga quando sujeitos a tensões alternadas de flexão, é de cerca de 0,40 a 0,55 da tensão de rotura em tração.

Não obstante o facto de as pontes ferroviárias antigas terem sido construídas com ferro pudlado e aços macios antigos, de acordo com [4], diversos trabalhos de investigação desenvolvidos durante o séc. XX mostraram que a metodologia de avaliação das estruturas à fadiga usando as curvas S-N, assim como a mecânica da fratura são válidas.

3.1 Curvas S-N de resistência à fadiga

As fissuras provocadas pela fadiga localizam-se preferencialmente em locais onde:

- As tensões são mais elevadas ou em zonas onde existem concentrações de tensões, e.g. junto a cordões de soldadura defeituosos, junto a elementos de ligação rebitados/aparafusados, placas *gousset*, ou ainda em elementos deteriorados por fenómenos de corrosão.
- Em elementos sujeitos a ciclos de carga elevada completos (com ou sem inversão do sinal das tensões).



Figura 10 Ensaio de líquidos penetrantes numa placa de *gousset* para avaliação da extensão da fissura

Desta forma são estabelecidas curvas diferentes consoante a classe de detalhe ou pormenor construtivo em análise.

O Eurocódigo 3, parte 1-9 fornece um conjunto amplo de detalhes construtivos, indicando qual a categoria a que pertencem.

3.1.1 Ligações rebitadas

Para ligações rebitadas, deverá aplicar-se a categoria de detalhe 71, onde a tensão $\Delta\sigma$ deve ser calculada na secção útil (área bruta menos a área dos furos dos rebites) [4].

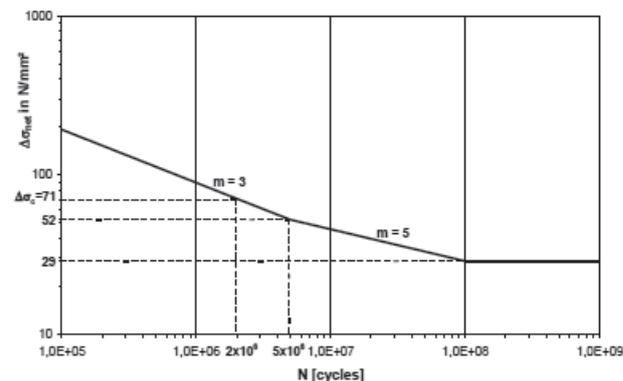


Figura 11 Curva S-N para avaliação de fadiga em pontes rebitadas existentes



Figura 12 Sequência da cravação de rebite nos trabalhos de reabilitação da ponte sobre o Rio Lima

3.1.2 Ligações soldadas ou aparafusadas

Para avaliação à fadiga de ligações soldadas ou aparafusadas, podem ser usadas as categorias de detalhe indicadas no Eurocódigo 3, parte 1-9.

As ligações soldadas devem possuir uma configuração próxima das atuais soldaduras efetuadas por arco elétrico, caso contrário deverão ser efetuados ensaios específicos de fadiga para caracterização das curvas a empregar.



Figura 13 Vista de pormenor em corte de ligações rebitadas defeituosas

4 Caracterização dos carregamentos

4.1 Introdução

A caracterização das cargas e do seu historial de aplicação é fundamental para efeitos de avaliação do dano acumulado e sua comparação com as curvas S-N de resistência à fadiga.

Na 1.ª fase da avaliação deverão ser usadas as cargas regulamentares (ver [9]), mais severas do que as cargas reais, para se efetuar a avaliação à fadiga.

Na 2.ª fase da avaliação, a um nível mais detalhado, é exigível uma consideração mais realista das cargas, da modelação da estrutura e da sua resposta.

Assim, poderão ser consideradas sobrecargas ferroviárias baseadas no material circulante da rede ferroviária nacional.

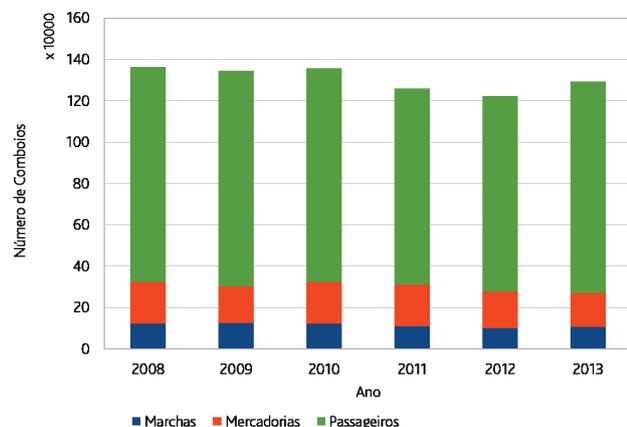


Figura 14 Volume geral de tráfego na rede ferroviária portuguesa nos últimos anos

Em termos de volume de tráfego, poderão ainda ser consultados os boletins estatísticos para se deduzirem volumes de tráfego mais

adequados à realidade da exploração. Contudo esta informação não se encontra facilmente acessível, sendo necessário recorrer aos arquivos e centros de documentação das empresas ferroviárias.

4.2 Sobrecargas ferroviárias regulamentares

O Eurocódigo 1, EN 1991-2 – *Traffic loads on bridges* [8] apresenta no seu anexo D as bases para a avaliação da fadiga em pontes ferroviárias, especificando os comboios tipo (12 comboios tipo) a considerar bem como as suas frequências de circulação, para tráfego ligeiro, pesado e misto.

$$\bar{I} Q = 6630 \text{ kN} \quad V = 200 \text{ km/h} \quad L = 262,10 \text{ m} \quad q = 25,3 \text{ kN/m'}$$

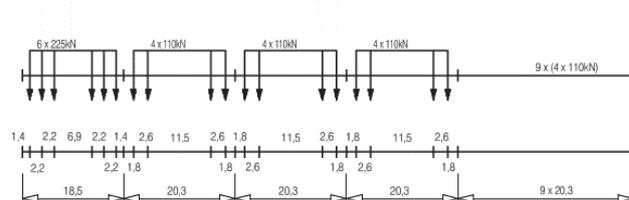


Figura 15 Comboio tipo 1 para avaliação da fadiga [8]

Quadro XII Volume de tráfego misto com cargas por eixo < 225 kN [8]

Tipo comboio	Frequência diária	Massa [T]	Volume de tráfego [10 ⁶ comb/ano]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
			24,95

Também os diversos regulamentos nacionais estabeleceram comboios tipo diferentes.

Comboio tipo	Regulamento	Âmbito	Massa total kN	Notas
CT1897	1897	Geral	1 900	
CT1929-1	1929	Geral	4 000	
CT1929-2	1929	Vigas principais e tabuleiro	750	
CT1961	1961	Geral	33 250	
LM71	1983	Geral	Variável > 1000 kN	Modelo especificado pela UIC [9] e pelo Eurocódigo 1991 [8]

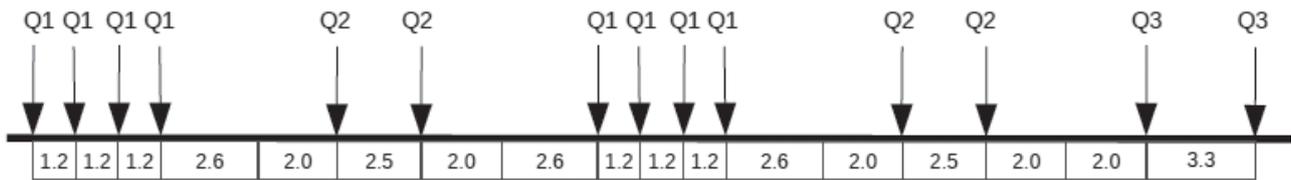


Figura 16 CT1897 Comboio Tipo, Regulamento de 1897 – $Q_1 = 150$ kN, $Q_2 = 130$ kN, $Q_3 = 90$ kN

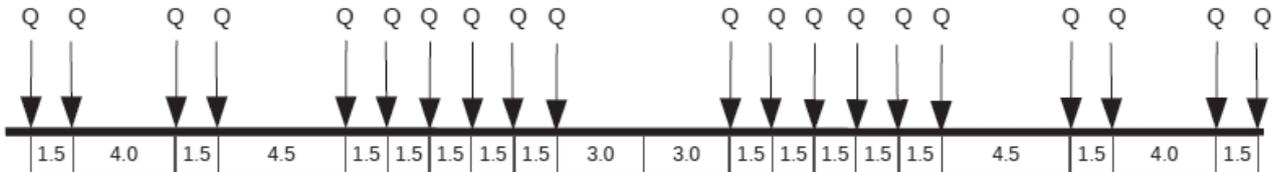


Figura 17 CT1929-1 Comboio Tipo, Regulamento de 1929 – $Q = 200$ kN

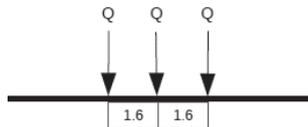


Figura 18 CT1929-2 Comboio Tipo 2, Regulamento de 1929 para vigas principais e tabuleiro – $Q = 250$ kN

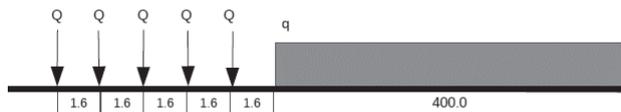


Figura 19 CT1961 – Comboio Tipo, Regulamento de 1961 – $Q = 250$ kN, $q = 80$ kN/m

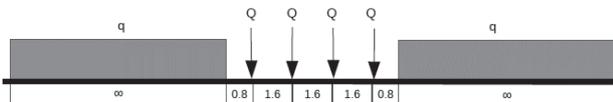


Figura 20 CT1983 – Comboio Tipo, Regulamento de 1983 – $Q = 250$ kN, $q = 80$ kN/m

4.3 Coeficientes dinâmicos

Na fase 1 do estudo os coeficiente dinâmicos são tidos em conta multiplicando as cargas estáticas pelos fatores indicados nos códigos, sempre superiores a 1,0.

Para a fase 2 de avaliação, procurar-se-á adotar valores mais consentâneos com a realidade de exploração do troço onde a estrutura se insere e tendo em conta o seu histórico.

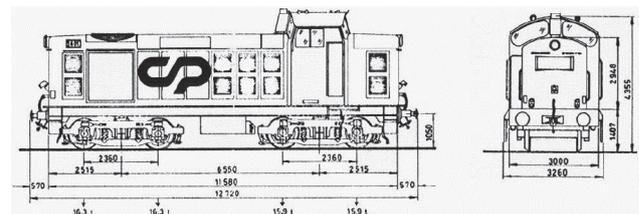


Figura 21 Locomotiva de tração diesel da série 1400 – $v_{\max} = 100$ km/h, massa = 64,4 ton. Entrada ao serviço 1967

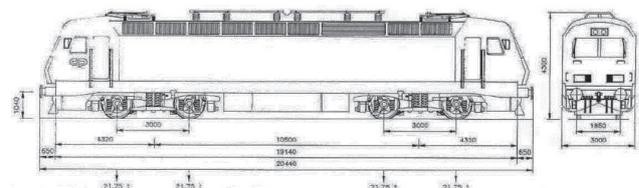


Figura 22 Locomotiva de tração elétrica da série 5600 – $v_{\max} = 220$ km/h, massa = 87 ton. Entrada ao serviço 1993

5 Metodologia para avaliação à fadiga

O procedimento de avaliação das pontes metálicas face à fadiga divide-se em 4 fases distintas [4]:

- Fase 1 Avaliação preliminar
- Fase 2 Investigação detalhada
- Fase 3 Investigação especializada
- Fase 4 Proposta de atuação

5.1 Fase 1: Avaliação preliminar

Nesta fase de estudo pretende-se eliminar as dúvidas existentes quanto à segurança da estrutura em análise em relação à fadiga.

Deverão ser usados métodos simplificados de análise e identificados os detalhes críticos da estrutura.

Para identificar os detalhes críticos da estrutura é necessário um estudo exaustivo da documentação existente incluindo os relatórios das inspeções visuais.

Deverá ser verificada a concordância entre os elementos de projeto e os pormenores construtivos aplicados.

Assim sendo, deverão ser verificados os seguintes itens:

- 1) Conformidade das peças de projeto com os pormenores construtivos aplicados;
- 2) Análise de eventuais modificações estruturais de reforço ou reabilitação que possam ter sido executadas;
- 3) Existência de sinais visíveis de degradação tais como corrosão, danos devido a embates, fissuras ou rebites leves.

Nesta fase de estudo a avaliação deverá ser conduzida como se se tratasse da avaliação de uma estrutura nova, usando as recomendações e métodos dos atuais códigos e assumindo hipóteses conservativas quando a informação é inexistente ou de origem não fidedigna.

O estado limite de fadiga é verificado quando a expressão seguinte [10] apresentar $\mu \geq 1$ (o eurocódigo 3 faz a avaliação de forma inversa para $\mu \leq 1$):

$$\mu_{fad} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}$$

onde:

μ_{fad} fator de segurança à fadiga. Quando >1 a segurança é verificada;

γ_{ff} coeficiente parcial para o intervalo de tensões de amplitude constante equivalente;

$\Delta\sigma_{E,2}$ intervalo de tensões, de amplitude constante equivalente, relativo a 2×10^6 ciclos;

$\Delta\sigma_c$ valor de referência da resistência à fadiga a $N_c = 2 \times 10^6$ de ciclos;

γ_{Mf} coeficiente parcial para a resistência à fadiga D .

Nos casos em que $\mu_{fad} \geq 1$ o elemento em estudo verifica a segurança em termos de resistência à fadiga. Para os elementos em que $\mu_{fad} < 1$, a avaliação em relação à fadiga deverá ter continuidade na fase 2.

Este método de análise permite retirar do estudo as seguintes conclusões:

- identificação dos elementos críticos;
- uma estimativa da vida útil remanescente;
- planeamento das ações corretivas subsequentes.

Estas conclusões deverão constar de um relatório fundamentado que apoie a tomada de decisões.

5.2 Fase 2: Investigação detalhada

O objetivo desta fase é o de atualizar a informação obtida na fase 1 através da realização de análises mais refinadas apenas para os elementos estruturais em que não se verificou um nível de segurança adequado empregando a metodologia da fase 1.

O cálculo da vida útil remanescente é habitualmente feito com recurso ao método do dano acumulado, também conhecido como método de Palmgren-Miner.

Esta fase é composta pelos seguintes passos:

- **Atualização dos valores das cargas.** Este é o fator de maior incerteza comparado com os restantes parâmetros e deverá ser realizado logo na fase inicial do estudo. Em vez da atualização dos modelos de cargas referentes aos comboios tipo regulamentares, poderão ser usados valores realistas das cargas e dos volumes de tráfego, ainda que possa existir a necessidade de se efetuarem extrapolações para o passado como para o futuro.
- **Refinamento do modelo de cálculo estrutural** uma vez que os modelos simplificados em geral são muito conservativos. As tensões principais calculadas podem atingir valores 10% a 40% maiores dos que os realmente medidos, dependendo do modelo usado. Este facto pode ter um impacto positivo relevante na avaliação do comportamento do elemento à fadiga. Por outro lado, poderão ser identificadas tensões secundárias que se apresentavam transparentes para os modelos mais simples.
- **Consideração de valores de resistência atualizados** e revistos uma vez, que por falta de informação, o elemento pode ter tido uma classificação da categoria de detalhe (EN 1993-1-9) muito restritiva.

Se esta fase do estudo não resultar em valores de segurança aceitáveis, então, e dependendo das possíveis consequências de uma falha, poderão ser tomadas medidas corretivas, incluindo o desenvolvimento de estudos mais avançados realizados por especialistas.

5.3 Fase 3: Investigação especializada

Para problemas com grandes consequências em termos de risco, económico ou estrutural, deverão ser envolvidos no estudo peritos que permitam rever os estudos anteriores das fase 1 e fase 2.

Poderão ser utilizadas as seguintes ferramentas de abordagem ao problema em estudo:

- Mecânica da fratura
- Métodos probabilísticos para determinação da probabilidade de falha.

Deverão ser observados os requisitos para esta fase de avaliação do relatório [4] *Assessment of Existing Steel Structures, Remaining Fatigue Life*.

5.4 Fase 4: Proposta de atuação

Caso nenhuma das fases anteriores consiga justificar a manutenção da estrutura nas condições em que se encontra atualmente então deverão ser planeadas medidas corretivas que podem incluir o reforço da estrutura, a sua reabilitação, implementação de restrições à exploração (cargas ou intensidade de tráfego) e, no pior cenário, propor a demolição ou desativação.

6 Conclusões

As pontes metálicas ferroviárias, em particular, apresentam uma limitação ao prolongamento da sua vida útil ditada pelo fenómeno da fadiga, que não é passível de ser avaliado com as técnicas de inspeção visual.

A falta de dados históricos referentes aos ciclos de carregamento é a principal fonte de incerteza na avaliação deste problema quando se pretende ter um plano de atuação de longo prazo para que os recursos económicos estejam disponíveis nas condições mais vantajosas.

Está em desenvolvimento a metodologia que permitirá avaliar de forma sistemática o portefólio de pontes metálicas quanto à sua vida útil expectável em termos de fadiga, nomeadamente a incorporação da incerteza do histórico de carregamentos na avaliação dos ciclos de carga.

Referências

- [1] *Regulamento para o projectos, provas e vigilância das pontes metálicas*, 1897.
- [2] *Regulamento das Pontes Metálicas*, 1929.
- [3] *Regulamento de estruturas de aço para edifícios*, 1965.
- [4] Kühn, B. – *Assessment of existing steel structures - Recommendations for estimation of the remaining fatigue life*. JRC e ECCS, 2008.
- [5] Cremona, C.; Patron, A. – “Improved assessment methods for static and fatigue resistance of old steel railway bridges – Sustainable Bridges – Background document D4.6”, 2007.
- [6] *Steel Structures*. Vol 1: “Durability factors and requirements”. Duratinet, 2012.
- [7] NP EN 1993-1-1, Eurocódigo 3 – *Projecto de Estruturas de Aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, 2010.
- [8] CEN – EN 1991-2, Eurocode 1 – *Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. CEN, 2003.
- [9] UIC – Code 702 – *Static loading diagrams to be taken into consideration for the design of rail carrying structures on lines used by international services*. UIC, 2003.
- [10] NP EN 1993-1-9, Eurocódigo 3 – *Projecto de estruturas de aço – Parte 1-9: Fadiga*. IPQ, 2010.
- [11] Nassif, Hani; Ozbay, Kaan; Lou, Peng; Su, Dan (2014) – “Fatigue Evaluation of the Increased Weight Limit on Transit Railway Bridges” (p. 64). Retrieved from transweb.sjsu.edu/mntrc/index.html
- [12] “Resultados dos ensaios sobre provetes e barretas extraídos das pontes metálicas da rede ferroviária portuguesa”.

Verificação e validação de cálculo estrutural por análise de tensões em equipamento de elevação na manutenção de turbinas eólicas

Verification and validation of the stress analysis in the lifting equipment for maintenance of wind turbines

F. de Melo
A. Ramos
X. Parra
A. Orthous
S. Santos
C. Arroyo

Resumo

Este estudo refere-se à análise estrutural de cabina de elevação para transporte de pessoal técnico nas inspeções e manutenção das unidades eletromecânicas no interior de torres de turbinas eólicas de geração de energia. Exigentes precauções foram tidas no seu dimensionamento dado o fator humano; o principal objetivo deste estudo passa pela aplicação de técnicas de cálculo e medição das tensões na estrutura.

Uma nova cabina mais rígida foi desenhada por software CAD. O cálculo estrutural foi baseado em formulação analítica de mecânica estrutural e seguidamente verificada por elementos finitos, validando as tensões inicialmente calculadas. Efetuou-se uma verificação experimental de tensões em regime dinâmico, sendo o estudo focado na leitura/aquisição de deformações em pontos selecionados da estrutura. A verificação experimental constitui um certificado de segurança para uma estrutura com aplicação do tipo aqui descrito.

Palavras-chave: Verificação e validação / Sistemas de elevação / Mecânica estrutural / Modelo de elementos finitos

Abstract

The study here presented refers to a cabin of lifting equipment for transportation of technical personnel along a vertical rail track fixed on the internal surface of hollow taper shaped towers of wind turbines in technical inspections of the electro-mechanical system for power generation. Highly exigent precautions are focused on a safe transport operation; the main goal was to verify the safety of the systems with 3 methodologies of stress calculation.

A new model of cabin and structure to support the system was designed in CAD software. Thereafter, a structural assessment by analytical methods and a finite element modeling were carried out. The system reliability was complemented by a fatigue testing during one million of cycles subjecting the system at maximum payload. The experimental stress analysis at selected points of the structure equipment was carried out with strain gauges and real time dynamic reading equipment.

Keywords: Verification and validation / Lifting system / Experimental mechanics / Finite element model

F. de Melo

TEMA – Tecnologia Mecânica e Automação
Departamento Engenharia Mecânica, Universidade de Aveiro
Aveiro, Portugal
francisco@ua.pt

A. Ramos

TEMA – Tecnologia Mecânica e Automação
Departamento Engenharia Mecânica, Universidade de Aveiro
Aveiro, Portugal
a.ramos@ua.pt

X. Parra

Ciclofapril Metalworks, S.A.
Vale do Grou – Ap.2 – Aguada de Cima
Águeda, Portugal
parra.xabier@ciclofapril.pt

A. Orthous

Ciclofapril Metalworks, S.A.
Vale do Grou – Ap.2 – Aguada de Cima
Águeda, Portugal
orthous.ainhoa@ciclofapril.pt

S. Santos

Ciclofapril Metalworks, S.A.
Vale do Grou – Ap.2 – Aguada de Cima
Águeda, Portugal
samuel@ciclofapril.pt

C. Arroyo

Ciclofapril Metalworks, S.A.
Vale do Grou – Ap.2 – Aguada de Cima
Águeda, Portugal
arroyo.carlos@ciclofapril.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

DE MELO, F. [et al.] – Verificação e validação de cálculo estrutural por análise de tensões em equipamento de elevação na manutenção de turbinas eólicas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 6. ISSN 2183-8488. (março 2018) 125-132.

1 Introdução

As turbinas geradoras de energia a partir do vento não são uma invenção como fonte de energia renovável, como referem Chen e Blaabjerg, 2009, e Kalmikov, 2017. Muitas soluções inovadoras nesta área foram implementadas, nomeadamente no sistema mecânico de conversão de binário no rotor e controlo de pás para estabilização da tensão (Sheet 2007), tendo-se recorrido a controlo em frequência e tensão independentemente da frequência de rotação do rotor da turbina. Apesar do impacto estético desfavorável na paisagem, também com consequências letais para aves e outros animais voadores, este equipamento tem inegável valor económico (Hau 2013), promovendo produção energética com emissões zero e não exigindo modificações de grande monta no perfil geográfico e nos recursos hídricos.

As torres de turbina eólicas têm grande altura, frequentemente excedendo 200 m (Chen *et al.* 2013), estando essa cota a ser aumentada recentemente. Este componente estrutural está sujeito ao efeito de agentes atmosféricos, com detrimientos a nível químico e dinâmico, neste último caso com graves consequências no caso de ressonância modal (Chou e Tu 2011). O equipamento conversor de binário do vento está montado na altura máxima da torre, sendo necessário um equipamento elevatório para transporte do pessoal de manutenção. O método de transporte consiste normalmente em cabinas de elevação, ou equipamento de ajuda à subida de escadas por força muscular (Martimo *et al.* 2008).

Relatórios sobre análise estrutural em regime dinâmico para este tipo de equipamentos de elevação não são abundantes, possivelmente por razões de proteção de conhecimento e estratégia empresarial (Guo e Infield 2012); (Lavassas *et al.* 2003).

Devido ao facto de o equipamento de conversão mecânica de velocidade estar no alto da torre da turbina, uma manutenção calendarizada deve ser efetuada. Tais ações necessitam naturalmente do transporte de pessoal em trajetória vertical até à área de trabalho. O projeto e o uso de equipamento de elevação devem observar exigentes normas de desenho e cálculo (Martimo *et al.* 2008; Liu 2013).

O estudo aqui realizado está baseado em modelos analíticos de Mecânica Estrutural onde as solicitações dinâmicas são aproximadas por abordagem estática com a inclusão de fatores dinâmicos (Standard 2006). Seguindo este conceito, um estudo por elementos finitos foi também realizado tendo as forças em regime dinâmico sido convertidas em solicitações estáticas equivalentes pelo método descrito. Por fim, uma análise experimental por extensometria elétrica permitiu avaliar o estado de tensão na cabina de elevação e estrutura de rolamento em pontos mais esforçados, tendo submetido o sistema a sucessivos arranques e travagens, modelando deste modo com realismo os esforços dinâmicos esperados.

2 Materiais e procedimentos

O meio mais económico para elevação de pessoal técnico nestas tarefas de manutenção consiste no simples uso de escadas verticais, com dispêndio de força muscular até ao ponto de trabalho. Isto exige treino e preparação física, muitas vezes com dificuldades em

lidar com equipamento a tiracolo e tudo realizado a muito baixa velocidade e com potencial perigo. Em alternativa, pode recorrer-se a plataformas externas dotadas de sistema de elevação motorizado, puxando duas ou mais cordas para movimento vertical e freios de segurança, estando estes sistemas exemplificados na Figura 1. Este sistema pode ter irregularidade de movimento no caso de vento lateral, sendo previsível que este equipamento possa deslocar-se no exterior das torres.

Uma opção de valor consiste no transporte de pessoal, de modo abrigado e através de uma cabina deslocando-se numa pista de rolamento vertical e dotada de sistema de elevação, havendo sistemas para deslocamento tanto no interior como no exterior da torre.

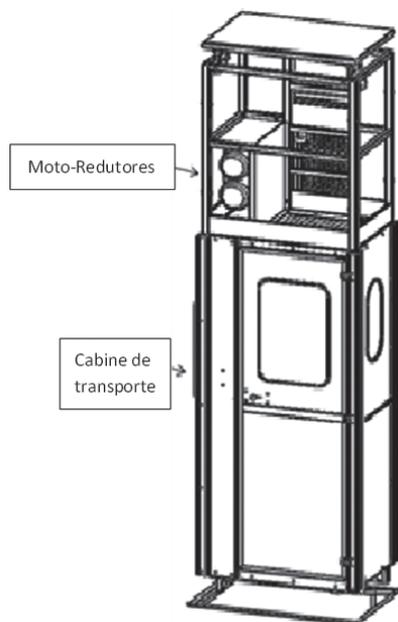


Figura 1 Modelo CAD da cabina de elevação e chassis motorizado (ELEVEK, CicloFapril)

Como sistema de propulsão da cabina, pode ser usado um par de motorreductores engrenando o pinhão de saída numa cremalheira montada ao longo da via vertical de rolamento. Esta solução, sendo mais dispendiosa que o sistema de cabos, é bem mais segura. Este sistema constitui o mais recente projeto de CF-Ciclofapril® comercializado sob o nome ELEVEK por CF.

Na secção seguinte descreve-se o cálculo das forças geradas em serviço envolvendo o efeito dinâmico de arranque/travagem ao elevar o sistema (peso próprio e sobrecarga transportável) assim como a interação mecânica entre as engrenagens dos motorreductores e as cremalheiras colocadas na via.

2.1 Análise cinemática e procedimentos para marcha estável

Para se obterem as forças/reações que atuam na cabina são necessários parâmetros associados à propriedades inerciais do

sistema como um corpo rígido, a seguir descritas:

- O centro de massa do conjunto (cabina com a sobrecarga).
- Os momentos estáticos sobre um referencial cartesiano em 3D.
- Reações internas entre o sistema de rolamento da cabina e a respetiva via; forças internas de engrenamento entre os motorreductores e as cremalheiras de deslocamento fixas na via.

A cabina é ligada por aparafusamento a uma estrutura externa de transporte dotada de rolos de apoio normal à via e guia lateral. Estes rolos exercem forças normais e tangenciais (direção horizontal) ao plano da via. Os rolos de guia normal mantêm a cabina no plano da via, sendo que os de guia lateral impedem que a cabina role em relação ao eixo normal ao plano da via.

Cálculo das reações internas nos rolos de suporte e guia

Este cálculo pode ser efetuado com rigor sem necessidade de procedimentos computacionais sofisticados. Uma vez obtida a posição do centro de massa do conjunto e terem sido definidas todas as forças gravíticas atuando na cabina, então, tendo em conta a orientação das reações admissíveis geradas nos rolos de apoio, é possível o seu cálculo a partir das equações de equilíbrio.

Cabina: massas e posição do centro de massa

Massa de corpos móveis (cabina+carro de rolamento+motorreductores de elevação) e carga transportável: especificação das forças segundo a Euronorma EN81-43:2010. Projetando estas forças sobre os eixos do referencial cartesiano global, as seguintes componentes devem ser consideradas:

- Carro de rolamento:
Forças verticais são: o peso da cabina + sobrecarga transportável. Efeitos dinâmicos de arranque/paragem e frenagem de emergência são assumidos com base em fatores empíricos de intensificação, obtendo-se forças estáticas equivalentes. As forças de reação do efeito do funcionamento dos motorreductores serão geradas nos furos de aparafusamento ao carro de rolamento. Por sua vez, a cabina encontra-se também aparafusada ao carro de rolamento, gerando-se as correspondentes reações internas entre subconjuntos. Como a cabina é acionada por motorreductores e estes engrenam na cremalheira instalada na via de rolamento, através de pinhões, a cabina encontra-se, de certo modo, suspensa pelos pinhões de engrenamento dos motorreductores. Assim, os furos de fixação dos motorreductores ao carro de rolamento só apresentam praticamente reações verticais. Estas reações anulam o efeito das cargas gravíticas, que são verticais.
- O carro de rolamento deve suportar também ações dinâmicas, resultando de acelerações (arranque/travagem) que são transmitidas pelos furos de aparafusamento dos motorreductores ao carro de rolamento.

Forças nos rolos de apoio no contacto com a via

Estas forças resultam da sobreposição das reações devidas às forças com o efeito das forças sísmicas e aerodinâmicas, por ação do vento. Há 8 rolos no carro de rolamento da cabina, controlando a posição da cabina sobre a via, evitando que descole da via; por sua vez há mais 4 rolos de guia lateral evitando o seu rolamento (*drift*) segundo

a normal ao plano da via. Em síntese, as forças verticais externas são só devidas a cargas gravíticas, afetadas de fatores dinâmicos como referido (arranque e paragem dos motorreductores), engrenando com as cremalheiras de elevação na via (Figura 2).

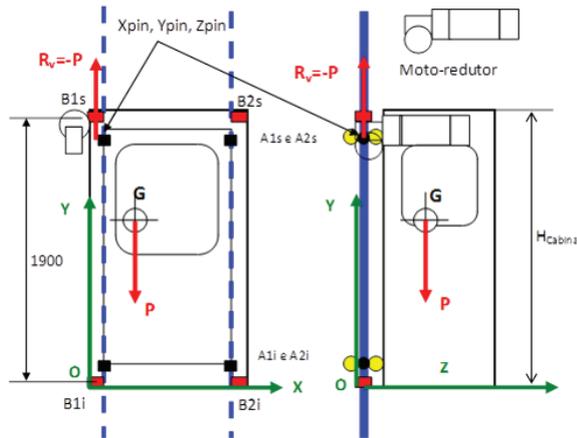


Figura 2 Cabina vista de frente: forças externas (gravíticas: peso próprio e sobrecarga) e reações geradas nos rolos de apoio

Coordenadas, símbolos e identificação de acessórios para controlo do deslocamento:

- Suportes A1s e A2s; A1i e A2i identificam, respetivamente, os rolos de guia frontal superior e inferior (evitam o basculamento da cabina para o plano frontal) e os rolos de guia lateral superior e inferior (mantendo a cabina alinhada verticalmente);
- Total de rolos de guia no plano da via: 8 rolos, identificados por círculos amarelos e um círculo preto na zona de contacto com o perfil de rolamento;
- Suportes B1s e B2s; B1i e B2i: referem-se aos rolos superiores e inferiores para guia lateral evitando o *drift*.

2.2 Medições experimentais

Os resultados experimentais foram obtidos testando uma estrutura-protótipo em condições de funcionamento, consistindo em manobras de arranque/paragem tendo carregado a cabina com a sobrecarga prevista.

Foram colocadas 5 rosetas de extensómetros (leitura a 0° e 90°) em pontos seleccionados na estrutura, nomeadamente onde os momentos flectores (e consequentemente as tensões nos perfis da estrutura) fossem os mais elevados. O registo das deformações a partir das estações de extensómetros efetuou-se com a unidade de aquisição CATMAN® para HBM®, usada com sucesso em temas semelhantes (Talaia *et al.* 2007), com referência KFR-1-120-C1-11, sendo as suas posições apresentadas na Figura 3.

O sistema foi testado movimentando a cabina para cima e para baixo, com travagem a meio curso deste movimento. Foi medido aproximadamente o tempo de travagem por observação do padrão de tensões registadas, sendo tal medição efetuada em regime dinâmico com frequência de amostragem de 50 Hz.

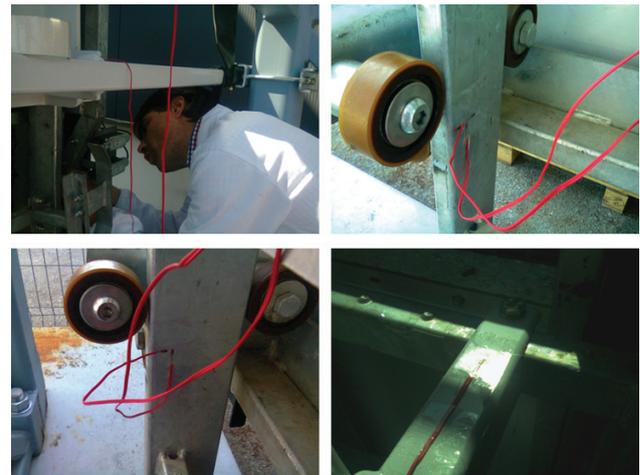


Figura 3 Posição das rosetas de extensómetros nos perfis de rolamento vertical da estrutura de suporte

3 Resultados

Modelo com formulação analítica em Mecânica Estrutural com fatores dinâmicos equivalentes

A área disponível do chão da cabina é de $0,6 \times 0,9 \text{ m}^2 = 0,54 \text{ m}^2$; neste tipo de equipamentos, a carga transportável é 2,16 kN; de acordo com as normas de dimensionamento, aquela força excedendo o valor de 2 kN passa a ser a força efetiva de dimensionamento; se a carga transportável fosse inferior a 2 kN, então seria este último o valor a ser considerado. A massa máxima a transportar na cabina é de 300 kg, definida pelo fabricante.

A carga total na cabina é:

$$300 \times 9,8 + 2,16 = 2,94 + 2,16 = 5,1 \text{ kN}$$

Considerando como referencial cartesiano principal o de eixos a verde, o centro de massa da cabina (onde se aplica a resultante das forças que nela atuam) tem as coordenadas (cálculo com SolidWorks® software): $X_G = 163,04 \text{ mm}$; $Y_G = 1606,91 \text{ mm}$; $Z_G = -263,30 \text{ mm}$.

A figura seguinte clarifica a localização das forças que atuam na cabina:

Cálculo de forças estáticas equivalentes ao efeito de travagem (descendente) da cabina: assumimos inicialmente um tempo de travagem de $\Delta T_{\text{brake}} = 0,5 \text{ s}$.

Forças transversais ao nível dos rolos de guia: estimadas a partir do tempo de desaceleração.

$$\text{Massa a elevar } M_{\text{tot}} = 5100/9,8 = 520,4 \text{ kg}$$

$$\text{Velocidade ascendente } V_{\text{lift}} = 24 \text{ m/min} = 24000/60 = 400 \text{ mm/s}$$

$$\text{Aceleração de frenagem: } A_{\text{brake}} = 400/0,5 = 800 \text{ mm/s}^2 = 0,8 \text{ ms}^{-2}$$

Equilíbrio dinâmico da cabina para as solicitações anteriores:

$$F_{\text{pinion-rack}} - M_{\text{total}} \times g = M_{\text{total}} \times (-A_{\text{brake}}) \quad (1)$$

(A aceleração da cabina A_{brake} é considerada negativa)

Na ação de travagem da cabina (que dura 0,8s), a Lei de Newton estabelece a condição de equilíbrio:

$$PESO_{tot} - F_{brake} = M_{cabina} \times A_{brake} \text{ (consideram-se positivos os termos na direção descendente)}$$

em que o $PESO_{tot} = 5100 \text{ N}$; $A_{brake} = -0,8 \text{ ms}^{-2}$

A força será a que se transmite ao par pinhão/cremalheira em contacto de engrenamento:

$$F_{Pinion-rack} + 520,4 \times 9,8 = 520,4 \times (-0,8) \Rightarrow F_{Pinion-rack} = 5516 \text{ N} \quad (2)$$

Cálculo das forças horizontais nos rolos de guia (cabina vista de frente)

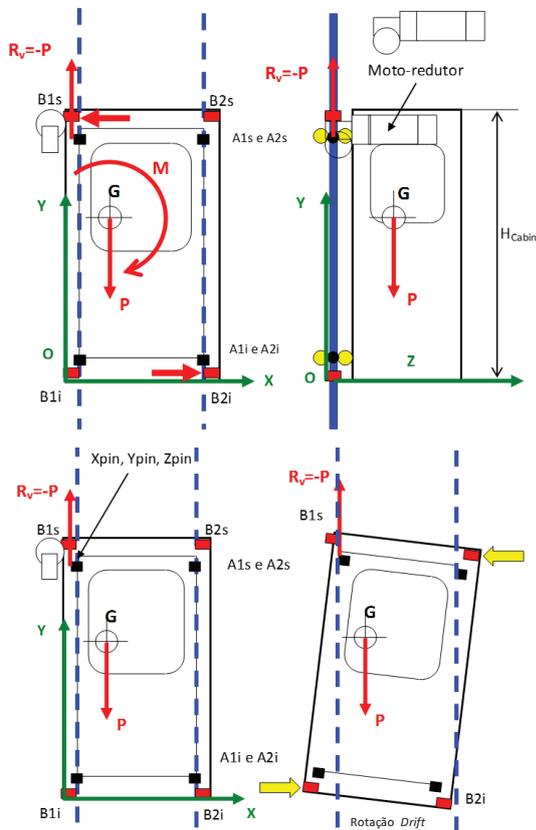


Figura 4 Representação das coordenadas de posição da cabina e centro de massa

Momentos no ponto G- (centro de massa)

Momento de rotação devido à força de reação por engrenamento (nota: $R_{Pinion-rack} = R_v$ na figura acima)

$$[R_{Pinion-rack} = R_v] \times X_G = 5516 \times 163,4 = 901314,4 \text{ Nm}$$

Distância vertical dos rolos de guia lateral (*anti-drift*) é 1,9 m o que permite obter as forças horizontais de guia (*anti-drift*), mantendo a cabina alinhada na vertical:

$$B1s = B2i = 901314,4 / 1900 = 474,376 \text{ N}$$

Estas forças materializam-se por ação do binário que desalinha a cabina na direção vertical mas no plano da via *drift* (ver as figuras

seguintes). O cálculo das forças de reação ao momento *drift* necessita da determinação dos momentos de inércia dos perfis-guia:

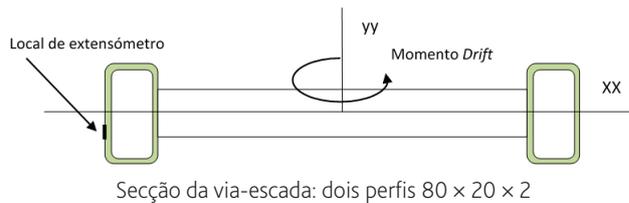


Figura 5 Posição dos perfis da via e localização dos extensómetros

Perfil RHS 80 x 20 x 2. Área transversal = 384 mm².

Momentos de inércia:

$$I_{xx} = 268032 \text{ mm}^4, I_{yy} = 27392 \text{ mm}^4$$

A via-escada consiste na associação de 3 módulos: são montados suportes em cada um dos 3 módulos; o comprimento de cada módulo é 1,8 m; comprimento total da escada (apenas no protótipo de testes): $L_{3M} = 5,7 \text{ m}$.

Cálculo do estado de tensão na via (escada) de rolamento:

A via pode ser encarada como uma associação de dois perfis paralelos RHS (como representado acima) ligados por perfis tubulares de secção circular servindo como degraus quando pequenas cotas podem ser vencidas por subida/descida muscular pelo pessoal de manutenção. Estes tubos-degrau conferem elevada rigidez transversal ao par de perfis RHS no seu próprio plano. Contudo, a ligação dos tubos-degrau é feita de modo intermitente, pelo que a rigidez à flexão da associação dos perfis no próprio plano da via-escada permite alguma deformabilidade de cada tramo do perfil RHS entre degraus. Um reparo adicional refere-se precisamente ao facto de, na rotação tipo *drift* pela cabina, as forças de contacto dos rolos contra os perfis da via atuarem em cada perfil e não nos dois ao mesmo tempo (ver Figura 4).

Desenho do Diagrama de Momentos Fletores para a via de rolamento: os pontos A e B nas Figuras 4, 6 e 7 servem para desenho do momento fletor na viga equivalente (Figura 7).

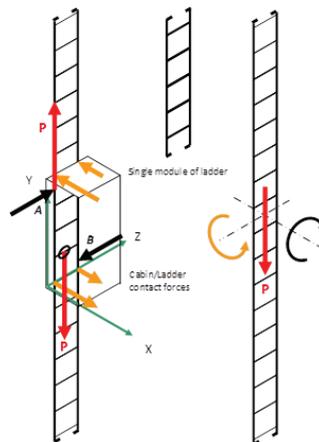


Figura 6 Ações na via-escada devidas ao rolamento da cabina segundo o eixo x

Neste caso (forças individuais), os perfis foram considerados separadamente e estudados como vigas simples com forças resultantes de momentos em direções tridimensionais.

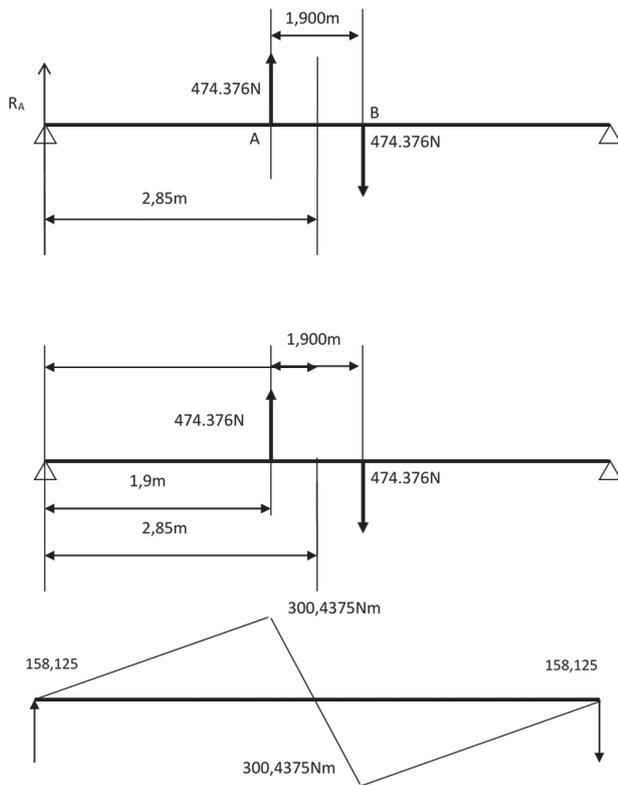


Figura 7 Diagrama de forças e momentos na viga composta equivalente à via de rolamento da cabina

Sendo a via-escada equivalente a uma viga composta de perfis, como foi referido, o efeito das forças provenientes do contacto com os rolos do carro da cabina considera-se na viga composta como equivalente a uma configuração intermédia entre o caso de dois perfis com distância imutável e o caso de dois perfis paralelos mas em que a deformação por flexão pode ser independente (sem rigidez ao corte no plano da via), uma vez que a ligação se faz por degraus tubulares com alguma deformabilidade. A viga equivalente resulta da ligação de 3 módulos simples perfazendo-se um comprimento de 5,7 m.

Cálculo de tensões:

- a) Flexão segundo o eixo de menor momento de inércia dos perfis RHS da via-escada:

$$\sigma_{xz\max}^b = \frac{300475 \times 10}{2 \times 27397} = 54,83 \text{ MPa} \quad (3)$$

- b) Devida à componente axial da força total na desaceleração (travagem) da cabina; movimento descendente:

$$\sigma_{xz\max}^N = \frac{5516}{384} = 14,365 \text{ MPa} \quad (4)$$

Tensão total: 69,19 MPa. Este resultado corresponde a uma deformação de 329 $\mu\epsilon$ no aço estrutural corrente (módulo de Young $E = 208 \text{ GPa}$). A tensão registada está bem abaixo do limite de fadiga recomendado no EC3, *Eurocode Division III Design of Steel Structures*.

4 Simulação por elementos finitos

O cálculo anterior da estrutura de rolamento é também analisado por modelação de elementos finitos. Nesta etapa, um desenho *AutoCad* referente à via-escada foi discretizado em elementos finitos tetraédricos com *3D Solid CST triangles, SolidWorks®*. Estes elementos asseguram convergência e um comportamento estável, embora seja necessário em muitos modelos, um elevado grau de refinamento de malha. Resultados são apresentados na Figura 8.

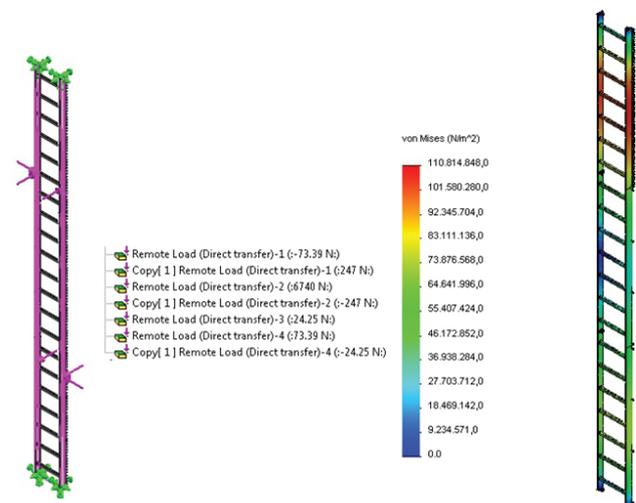


Figura 8 Tensão equivalente (Von Mises) na simulação da estrutura

Os resultados mostraram que a máxima tensão excedia consideravelmente a que foi obtida no estudo analítico com metodologia de Mecânica de Estruturas; contudo, a tensão refere-se à de Von Mises, um valor equivalente que combina outras tensões normais e de corte. Também para este resultado contribui o modo como foram modeladas as condições de fronteira na estrutura e o facto de as ligações entre perfis (os degraus, por exemplo) terem sido assumidas “absolutamente” rígidas, tal contribuindo para uma rigidez global da estrutura bem maior do que a efetiva.

5 Resultados experimentais

Os resultados experimentais foram medidos de modo contínuo durante o movimento da cabina, tendo sido usada para este fim a unidade de aquisição *Catman-HBM®*. Deste modo foi possível avaliar a evolução das tensões nas estações de medição, à medida que o rodado do carro da cabina passava, e assim registar a máxima amplitude.

A Figura 9 apresenta a deformação em tempo real nos extensómetros na posição A e B na fase de movimento descendente e paragem.

Regista-se um pico de $363,2 \mu\epsilon$ na estação A perto da ligação entre dois módulos da via-escada. Uma leitura inversa de $250 \mu\epsilon$ na deformação foi observada quando a cabina ultrapassou a zona de leitura, invertendo a sollicitação de flexão na via. A manobra de paragem brusca da cabina induz alguma vibração, como se pode verificar na Figura 9 (passados cerca de 20 segundos do início do rolamento da cabina), ficando uma leitura estática de $40 \mu\epsilon$ depois da paragem.

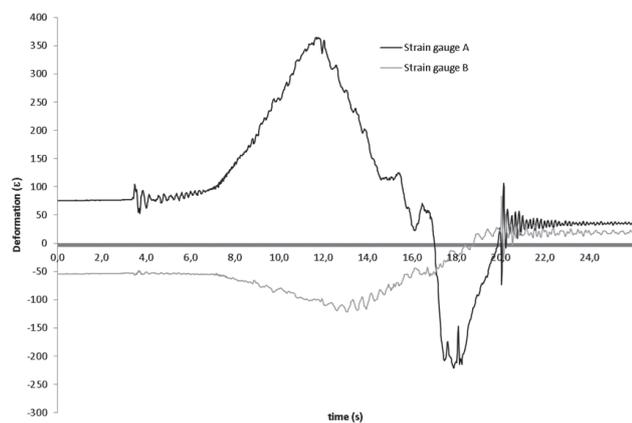


Figura 9 Deformação nas estações A e B na estrutura da via-escada: movimento descendente e travagem

Outro ensaio consistiu no arranque para movimento ascendente com paragem brusca, imediatamente seguido de movimento inverso também com paragem brusca, num período de 10 s. A cabina com a máxima carga prevista no projeto apresentou resultados mostrados na Figura 10 (duas estações de leitura). O valor máximo de $421 \mu\epsilon$ foi registado no instante da paragem. Este resultado apresenta contudo a sobreposição de modos de vibração de alta frequência por parte da cabina, que no modelo analítico não foram incluídos.

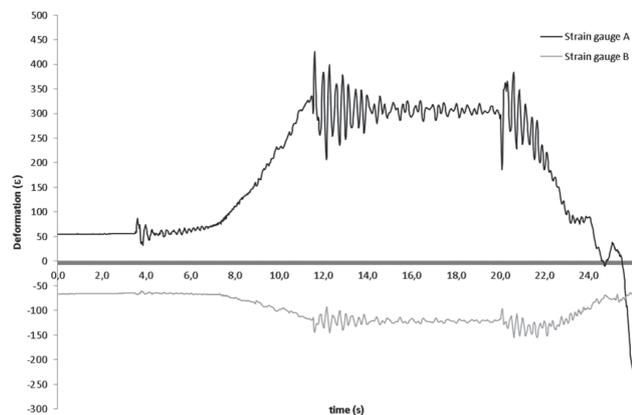


Figura 10 Deformação nas estações A e B na estrutura da via de rolamento (elevação/paragem e descida/paragem). Anota-se que a cabina para junto às estações de leitura; daí a intensificação do resultado com valor médio estável em cerca de $300 \mu\epsilon$

Os resultados referentes ao movimento ascendente com paragem, medidos em extensómetros C e D (estes num plano normal ao plano

da via; ver Figura 3) estão registados na Figura 11, com um máximo de $364,5 \mu\epsilon$.

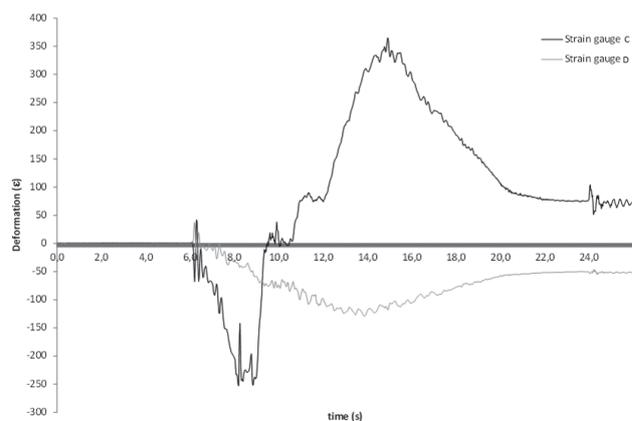


Figura 11 Deformação nas estações C e D no suporte final da estrutura via-escada (ponto morto inferior; movimento ascendente)

6 Discussão

É uma prática corrente e obrigatória desenvolver o projeto estrutural vinculado a normas de dimensionamento, a fim de obter acreditação e aprovação internacional. Tal prática envolve cálculos e desenhos detalhados. Etapas adicionais na fase pós-projeto podem consistir na realização de testes experimentais a fim de verificar a fiabilidade dos procedimentos e de validar todo o processo anterior, tal servindo de garantia adicional ao cliente.

Normalmente, a verificação experimental de uma estrutura é um processo demorado e exige equipamento dispendioso, tal associado à necessidade de pessoal tecnicamente habilitado para operar os equipamentos e processo laboratoriais. Uma decisão motivando a verificação experimental de um projeto mecânico prende-se, na comunidade industrial, com a ambição de apresentar uma imagem de competência e credibilidade nos procedimentos de engenharia. A motivação para tais decisões vem com frequência de empresas com assinaláveis padrões de exigência na impressão de um nome de referência no setor industrial, como é o caso da CICLOFAPRIL. Esta empresa efetuou os testes descritos em adição ao projeto realizado, o qual cumpriu com todas as especificações e procedimentos de cálculo constantes do EC3.

O uso da extensometria elétrica constitui uma ferramenta de investigação acessível, que permite resultados de reconhecida precisão, embora seja uma técnica discreta; limitada aos pontos mais importantes (zonas de concentração de tensão, como soldaduras ou geometria de variação brusca), caso contrário é dispendiosa e demorada. O procedimento foi levado a cabo com o sistema *Catman-HBM*® mais recente ligado a extensómetros tipo roseta bidirecional, como descrito. As leituras foram efetuadas em tempo real com uma frequência de amostragem largamente suficiente para permitir avaliar o comportamento dinâmico da estrutura sob ação de forças transientes decorrentes das manobras da cabina. A

concordância de resultados foi muito boa como se pode ver nos registos apresentados.

Em síntese, foi possível observar as principais diferenças entre as aproximações nos métodos de análise estrutural e os resultados efetivos (experimentais) tal como apresentado na Tabela I em baixo, onde os valores de pico das tensões são comparados entre si (3 procedimentos). Os resultados experimentais estão em excesso cerca de 22% em relação à solução analítica e em 38% em relação ao estudo por elementos finitos. Isto sugere que, estando os resultados analíticos em boa concordância com os experimentais, dever-se-á adotar um fator de segurança de 1,2 para um dimensionamento de confiança, certificada pela análise experimental.

Tabela I Síntese de resultados

	Sol. Analítica	MEF	Experimental
Deform ($\mu\epsilon$)	329	262	421
Tensão (Mpa)	65,8	52,4	84,2

7 Conclusões

Uma estrutura reticulada usada como suporte e caminho de rolamento de uma cabina de elevador, foi examinada quanto ao estado de tensão em pontos potencialmente críticos. A estrutura foi verificada por três procedimentos em projeto estrutural; uma técnica experimental, usando extensometria elétrica e dois métodos numéricos: respetivamente uma formulação analítica de mecânica de estruturas e uma modelação por elementos finitos. O projeto pode considerar-se validado afirmativamente quanto à sua segurança e duração a solicitações de fadiga, tendo-se registado uma concordância de resultados bastante aceitável.

Embora os procedimentos descritos neste trabalho (sobretudo a análise experimental em relação aos métodos numéricos) não sejam métodos inovadores, a verificação experimental deste tipo de projetos é muito pouco frequente, pelo menos por parte das empresas construtoras, pois representa um investimento considerável, não só em acessórios mas no tempo consumido nos ensaios, o que pode ser adverso à estratégia produtiva. Este procedimento representa contudo uma mais-valia quanto à segurança e fiabilidade final do projeto, dado que uma importante componente humana está envolvida no funcionamento e sobretudo a grande altura de transporte. A verificação experimental é nestes casos uma decisão de grande sensatez de política construtiva pelas razões apontadas.

Referências

- [1] Chen, K.; Song, M. X.; Zhang, X. – "The investigation of tower height matching optimization for wind turbine positioning in the wind farm". *J Wind Eng Ind Aerodyn*. 114:83–95, 2013.
- [2] Chen, Z.; Blaabjerg, F. – "Wind farm - A power source in future power systems". *Renew Sustain Energy Rev*. 13:1288–1300, 2009.
- [3] Chou, J. S.; Tu W. T. – "Failure analysis and risk management of a collapsed large wind turbine tower". *Eng Fail Anal* [Internet]. 18:295–313, 2011. Available from: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1350630710001603>.
- [4] Guo, P.; Infield, D. – "Wind turbine tower vibration modeling and monitoring by the nonlinear state estimation technique (NSET)". *Energies*. 5:5279–5293, 2012.
- [5] Hau, E. – "Wind turbines: Fundamentals, technologies, application, economics" [place unknown], 2013.
- [6] Kalmikov, A. – "Wind Power Fundamentals". In: *Wind Energy Eng* [Internet]. [place unknown]; p. 17–24, 2017. Available from: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/B9780128094518000023>.
- [7] Lavassas, I.; Nikolaidis, G.; Zervas, P.; Efthimiou, E.; Doudoumis, I. N.; Baniotopoulos, C. C. – "Analysis and design of the prototype of a steel 1-MW wind turbine tower". *Eng Struct*. 25:1097–1106, 2003.
- [8] Liu, W. Y. – "The vibration analysis of wind turbine blade-cabin-tower coupling system". *Eng Struct*. 56:954–957, 2013.
- [9] Martimo, K. P.; Verbeek, J.; Karppinen, J.; Furlan, A. D.; Takala, E. P.; Kuijter, P. P. F. M.; Jauhiainen, M.; Viikari-Juntura, E. – "Effect of training and lifting equipment for preventing back pain in lifting and handling: systematic review". *BMJ* [Internet]. 336:429–431, 2008. Available from: <http://www.bmj.com/cgi/doi/10.1136/bmj.39463.418380.BE>.
- [10] Sheet, F. – "Wind Power Basics". *Power*:1–4, 2007.
- [11] Standard E. Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S700. Management.:1–9, 2006.
- [12] Talaia, P. M.; Ramos, A.; Abe, I.; Schiller, M. W.; Lopes, P.; Nogueira, R. N.; Pinto, J. L.; Claramunt, R.; Simões, J. A. – "Plated and intact femur strains in fracture fixation using fiber Bragg gratings and strain gauges". *Exp Mech*. 47:355–363, 2007.



**Infraestruturas
de Portugal**

Ligamos destinos

**Rodovia
e Ferrovia**

Juntos
encurtamos
distâncias

infraestruturasdeportugal.pt





LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL



investigação

inovação

cooperação

divulgação



barragens de betão • estruturas • edifícios • geotecnia • hidráulica e ambiente
materiais • infraestruturas de transportes • instrumentação científica



www.lnec.pt



Av. do Brasil 101 | 1700-066 Lisboa
tel. 21 844 30 00 | lnec@lnec.pt



ASSOCIAÇÃO PORTUGUESA DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

PORTUGUESE GROUP OF IABSE

Towards a Resilient Built Environment – Risk and Asset Management

IABSE Symposium, Guimarães, 27-29 March 2019 | Centro Cultural Vila Flor

Website: www.iabse.org/guimaraes2019 | Email: secretariat@iabse2019.org

**Deadline for abstract submission EXTENDED
till March, 24th**

**Preliminary
Invitation and
Call for Papers**

March 27-29, 2019



**Towards a
Resilient Built
Environment**

Risk and Asset Management

 **GUIMARÃES 2019**
IABSE SYMPOSIUM

Organised by



In co-operation with:



O Simpósio tem como objetivos constituir um fórum internacional para o debate sobre assuntos como a sustentabilidade do ambiente construído, a avaliação de risco e a gestão de infraestruturas. Para este efeito, o Simpósio terá os seguintes temas principais:

- Novel Management Tools for the Built Environment
- Lifecycle Quality Control of new and existing Infrastructures
- Advanced Frameworks for a Sustainable Built Environment
- Risk Analysis Procedures, from Theory to Practice
- Future trends in Structural Engineering



IABSE

International Association for Bridge and Structural Engineering

A International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), com o objetivo de contribuir para o progresso da engenharia estrutural, promove anualmente um conjunto de iniciativas, suportada nas suas diversas comissões e grupos de trabalho, que incluem a organização de eventos técnico-científicos e a edição de diversas publicações.

Para além da revista Structural Engineering International, dos Proceedings dos congressos e da série Structural Engineering Documents (SED), referidos em anteriores edições da rpee, a IABSE promove outras publicações como a série Guidelines, cujo primeiro número com o título "Guidelines for Design Competitions for Bridges" pode ser consultado em:

http://issuu.com/iabse.secretariat/docs/guidelines_design_competitions

O objetivo deste documento é fornecer aos donos de obra um enquadramento que facilite a promoção com sucesso de um concurso de conceção para a elaboração do projeto de uma ponte. Aborda a questão da adequação da realização de um concurso para este efeito, os diversos tipos de concursos, os requisitos para o sucesso de um concurso, bem como as diversas fases do concurso.

IABSE

Guidelines for Design Competitions for Bridges

International Association for Bridge and Structural Engineering



Próximas reuniões da IABSE



IABSE Conference Kuala Lumpur

April 25-27, 2018

"Engineering the Developing World"

THEMES AND TOPICS

- Large scale infrastructure projects
- Engineering innovations for rapid urbanisation
- Towards achieving a low carbon footprint
- Harmonising new and old
- The future of aesthetic design

www.iabse.org/KualaLumpur2018



IABSE Conference Copenhagen 2018

June 25-27, 2018, Denmark

Engineering the Past, to Meet the Needs of the Future

THEMES

- Management
- Inspection and maintenance
- Safety

www.iabse.org/copenhagen2018



Tomorrow's Megastructures

September 19-21, 2018

THEMES AND TOPICS

- Megastructures: a radical paradigm shift or simply a change of scale?
- Today's and tomorrow's megastructures and megaprojects
- New trends for innovations in the construction, the preservation, the exploitation and the upgrading of structures

Submission of abstracts by **September 15, 2017**

www.iabse.org/Nantes2018

ENCONTRO NACIONAL

BETÃO ESTRUTURAL 2018

7 a 9 Novembro de 2018 · LNEC, Lisboa

PRÉMIO JOVENS MESTRES

O BE2018 pretende contar com uma participação alargada, não só dos atuais, mas também dos futuros técnicos do sector. Assim, os finalistas dos cursos de mestrado em Engenharia Civil que tenham desenvolvido as suas dissertações na área do betão estrutural são incentivados a concorrer ao '**Prémio Jovens Mestres**'. Os melhores trabalhos serão apresentados numa sessão especial do BE2018 e os prémios serão entregues numa cerimónia integrada numa sessão plenária.

DATAS LIMITE

Pré-inscrição dos candidatos: **26 de junho de 2018**

Submissão das candidaturas: **7 de setembro de 2018**

Comunicação dos resultados da avaliação de admissibilidade (Fase 1): **28 de setembro de 2018**

Consulte o **Regulamento** do 'Prémio Jovens Mestres'.

Descarregue a ficha de pré-inscrição **aqui**.

Descarregue a ficha de inscrição **aqui**.

COM O APOIO DE:



www.be2018.pt

Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou nas quais o Grupo presta patrocínio (os sócios coletivos podem inscrever 3 participantes ao valor reduzido).

A qualidade de sócio permite também o acesso a uma área reservada no portal do GPBE (www.gpbe.pt) onde é disponibilizada diversa informação científica e técnica, nomeadamente dos Encontros Betão Estrutural e, em especial, os boletins da fib - International Federation for Structural Concrete, da qual o GPBE é membro nacional.

Se ainda não é sócio e deseja associar-se ao Grupo registe-se **aqui**.

Quota de sócio individual: € 25,00

Quota de sócio coletivo: € 250,00

Se já é sócio do GPBE e não tem a sua situação regularizada, por favor regularize as suas quotas para manter os benefícios de sócio.

Sócios Coletivos do GPBE





fipindustriale.it

UMA ESCOLA SEGURA É UMA ESCOLA FELIZ!

As escolas são um local de aprendizagem e de proteção.

A Pretensa através da sua Parceira FIP INDUSTRIALE possui uma vasta experiência na Proteção de Edifícios Escolares.

Isolamento de base em novos edifícios Escolares
Melhoramento Sísmico de edifícios existentes através de mecanismos dissipadores de Energia.



Representante em Portugal
www.pretensa.com.pt



• ESCOLA PRIMÁRIA DI VIA RATTO DELLE SABINE, ROMA
Isoladores Elastoméricos HDRB e apoios deslizantes multidireccionais do tipo VM



• COMPLEXO ESCOLAR "G VERGA", VIZZINI
Melhoramento da performance Sísmica dos edifícios com recurso a dissipadores Histeréticos BRAD®



O sistema CINTEC, com uma experiência ímpar na reabilitação do património histórico a nível mundial, é um método versátil de reforço estrutural que pode ser adaptado a cada projeto de reforço e reabilitação estrutural.

- Rápida Instalação
- Testado para durabilidade
- Argamassa especificamente criada para o sistema CINTEC
- Controle da injeção e da expansão da calda graças a manga geotêxtil
- Invisível após instalação
- Eficaz para aplicações de reforço estrutural, ancoragem ao solo, reforço de estruturas em arcos de alvenaria e consolidação de muros e paredes.
- Pegada ecológica reduzida



PRETENZA, LDA - Rua Eng. Frederico Ulrich 3210 - Sala 314
4470-605 Moreira da Maia - PORTUGAL

☎ +351 229 416 633 ✉ comercial@pretensa.com.pt



www.pretensa.com.pt





A SPES

A SPES, é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e colectivas, com os seguintes objectivos:

a) Fomentar, em Portugal, o desenvolvimento da Engenharia Sísmica, Sismologia e Prevenção e Defesa contra os Sismos, promovendo a divulgação da informação, o intercâmbio científico e técnico entre os seus associados e a organização de reuniões, colóquios e conferências ou outras iniciativas de carácter análogo.

b) Assegurar a representação Portuguesa nas Associações Europeia e Internacional de Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

INICIATIVAS 2016 - 2018

- Prémio Carlos Sousa Oliveira, destinado a premiar o melhor trabalho na área da Sismologia e Engenharia Sísmica
- Realização do 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 2018
- Candidatura à organização da 17ª Conferência Europeia de Engenharia Sísmica
- Estudo de procedimentos com vista à futura certificação sísmica de edifícios existentes

- Estudo relativo à análise das Zonas Sísmicas e respetivos parâmetros, para Portugal Continental: comparação das várias propostas e implicações para a perigosidade sísmica
- Realização dos seminários de verão SPES, em parceria com Pretensa e LNEC
- Realização de workshops em parceria com a ordem dos Arquitectos, ordem dos Engenheiros e LNEC

HISTÓRIA

A Engenharia Sísmica teve o seu início, em Portugal, após o sismo de 1 de Novembro de 1755, uma vez que na reconstrução da cidade de Lisboa foram utilizados sistemas estruturais e construtivos que garantiam segurança acrescida em relação às acções sísmicas (edifícios pombalinos).

O desenvolvimento, em Portugal, da Engenharia Sísmica moderna, com base em critérios científicos, remonta à década de 50, impulsionado pelo Eng. Júlio Ferry Borges que, em 1958, e após a realização do Simpósio sobre os Efeitos dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções, participou na redacção do primeiro código de construção anti sísmica em Portugal, o Regulamento de

Segurança das Construções Contra os Sismos.

A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, SPES, foi criada em 1973 com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica que já cumpria, embora informalmente, os objectivos estatutários da SPES.

Hoje a SPES acolhe todos os que, das diferentes áreas do conhecimento, se preocupam com a tarefa de minimização do risco sísmico, colocando a ciência e a técnica ao serviço desse objectivo ético.

SER SÓCIO SPES

- Usufruir de descontos no valor da inscrição em eventos organizados pela SPES
- Receber as newsletters da SPES por correio electrónico
- Aceder a biblioteca de recursos privilegiados na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica
- Concorrer ao Prémio Carlos Sousa Oliveira
- Participar em fóruns de discussão de assuntos de interesse nacional na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa • Portugal
Tel. (+351) 21 844 32 91
spes@lnec.pt
<http://spes-sismica.pt/>



ISSN 2183-8488



9 772183 848007 30006

AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL
tel. (+351) 21 844 30 00 • fax (+351) 21 844 30 11
l nec@l nec.pt www.lnec.pt